ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING

Ano 2022

ARMANDO DIAS DUARTE
(ORGANIZADOR)

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING

Ano 2022

Editora chefe
Profª Drª Antonella Carvalho de Oliveira
Editora executiva
Natalia Oliveira
Assistente editorial
Flávia Roberta Barão
Bibliotecária
Janaina Ramos
Projeto gráfico
Camila Alves de Cremo
Daphynny Pamplona
Gabriel Motomu Teshima
Luiza Alves Batista
Natália Sandrini de Azevedo
Imagens da capa
iStock
Edição de arte
Luiza Alves Batista

Todos os manuscritos foram previamente submetidos à avaliação cega pelos pares, membros do Conselho Editorial desta Editora, tendo sido aprovados para a publicação com base em critérios de neutralidade e imparcialidade acadêmica.

A Atena Editora é comprometida em garantir a integridade editorial em todas as etapas do processo de publicação, evitando plágio, dados ou resultados fraudulentos e impedindo que interesses financeiros comprometam os padrões éticos da publicação. Situações suspeitas de má conduta científica serão investigadas sob o mais alto padrão de rigor acadêmico e ético.

Collection: applied civil engineering

Diagramação: Daphynny Pamplona
Correção: Yaiddy Paola Martinez
Indexação: Amanda Kelly da Costa Veiga
Revisão: Os autores
Organizador: Armando Dias Duarte

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

C697 Collection: applied civil engineering / Organizador Armando Dias Duarte. – Ponta Grossa - PR: Atena, 2022.

Formato: PDF
Requisitos de sistema: Adobe Acrobat Reader
Modo de acesso: World Wide Web
Inclui bibliografia
ISBN 978-65-5983-855-4
DOI: https://doi.org/10.22533/at.ed.554222501

1. Civil engineering. I. Duarte, Armando Dias. II. Título.
CDD 624

Elaborado por Bibliotecária Janaina Ramos – CRB-8/9166

Atena Editora
Ponta Grossa – Paraná – Brasil
Telefone: +55 (42) 3323-5493
www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br

DECLARAÇÃO DOS AUTORES

Os autores desta obra: 1. Atestam não possuir qualquer interesse comercial que constitua um conflito de interesses em relação ao artigo científico publicado; 2. Declaram que participaram ativamente da construção dos respectivos manuscritos, preferencialmente na: a) Concepção do estudo, e/ou aquisição de dados, e/ou análise e interpretação de dados; b) Elaboração do artigo ou revisão com vistas a tornar o material intelectualmente relevante; c) Aprovação final do manuscrito para submissão.; 3. Certificam que os artigos científicos publicados estão completamente isentos de dados e/ou resultados fraudulentos; 4. Confirmam a citação e a referência correta de todos os dados e de interpretações de dados de outras pesquisas; 5. Reconhecem terem informado todas as fontes de financiamento recebidas para a consecução da pesquisa; 6. Autorizam a edição da obra, que incluem os registros de ficha catalográfica, ISBN, DOI e demais indexadores, projeto visual e criação de capa, diagramação de miolo, assim como lançamento e divulgação da mesma conforme critérios da Atena Editora.

DECLARAÇÃO DA EDITORA

APRESENTAÇÃO

A coleção de trabalhos intitulada "*Collection Applied civil engineering*" é uma obra que tem como foco principal a discussão científica por intermédio de diversos trabalhos que compõe seus capítulos. O volume abordará de forma categorizada e interdisciplinar, pesquisas cujos resultados possam auxiliar na tomada de decisão, tanto no campo acadêmico, quanto no profissional.

Os trabalhos desenvolvidos foram realizados em instituições de ensino e pesquisa no Brasil e um em Porto. Nos capítulos apresentados, são encontrados estudos de grande valia nas áreas da educação, construção civil, segurança, métodos numéricos, resíduos sólidos e tratamento de esgoto. A composição dos temas buscou a proposta de fundamentar o conhecimento de acadêmicos, mestres e todos aqueles que de alguma forma se interessam pela área da Engenharia Civil, através de temáticas atuais com resoluções inovadoras, descritas nos capítulos da coleção. Sendo assim, a divulgação científica é apresentada com grande importância para o desenvolvimento de toda uma nação, portanto, fica evidenciada a responsabilidade de transmissão dos saberes através de plataformas consolidadas e confiáveis, como a Atena Editora, capaz de oferecer uma maior segurança para os novos pesquisadores e os que já atuam nas diferentes áreas de pesquisa, exporem e divulgarem seus resultados.

Armando Dias Duarte

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1

METODOLOGIA PBL COMO ALTERNATIVA PARA VIABILIDADE DO ENSINO NO CONTEXTO DE PANDEMIA DA COVID-19

Data de aceite: 01/01/2022

Luamim Sales Tapajós
Universidade Federal do Oeste do Pará – Campus de Itaituba
Itaituba – Pará
http://lattes.cnpq.br/4291245266120989

Valquíria Santana da Silva
Universidade Federal do Oeste do Pará – Campus de Itaituba
Itaituba – Pará
http://lattes.cnpq.br/4291245266120989

Fabiano Hector Lira Muller
Universidade Federal do Oeste do Pará – Campus de Itaituba
Itaituba – Pará
http://lattes.cnpq.br/3766707735892251

Ronne Clayton de Castro Gonçalves
Universidade Federal do Oeste do Pará – Campus de Itaituba
Itaituba – Pará
http://lattes.cnpq.br/5142796304890460

Andryo Henrique Freitas da Silva
Faculdade de Itaituba
Itaituba – Pará
http://lattes.cnpq.br/3101990262418295

RESUMO: Este trabalho apresenta uma revisão bibliográfica sobre a utilização da metodologia PBL em cursos de Engenharia Civil, assim como traz um contexto do próprio curso de Engenharia Civil no município de Itaituba-PA, para possibilitar melhor compreensão nos desafios envolvidos para adoção desta ferramenta nessa realidade. O objetivo principal deste trabalho se concentra na adoção do PBL como alternativa para continuidade do ensino no contexto da pandemia pela Covid-19, assim como a possibilidade e os desafios para utilização desse método dentro dos cursos de Engenharia Civil ofertados no município de Itaituba. Para obtenção dos resultados, foram realizadas ações envolvendo duas IES, por meio da produção de totens para álcool em gel, de modo que possibilitasse o desenvolvimento dos trabalhos pelos alunos das duas instituições, gerando um produto para a sociedade. Concluiu-se que a metodologia PBL é uma ferramenta eficiente para possibilitar um ensino de qualidade no contexto de pandemia e pós-pandemia e que, apesar dos desafios, é possível utilizá-la nos dentro dos cursos estudados.
PALAVRAS-CHAVE: Metodologia PBL. Engenharia Civil. Pandemia. Itaituba.

PBL METHODOLOGY AS AN ALTERNATIVE FOR TEACHING FEASIBILITY IN COVID-19 PANDEMIC CONTEXT

ABSTRACT: This work presents a bibliographic review on the use of the PBL methodology in Civil Engineering courses, as well as a context of the Civil Engineering course itself in the municipality of Itaituba-PA, to enable a better understanding of the challenges involved in adopting this tool in this reality. The main objective of this work focuses on the adoption of PBL as an alternative for continuing education in the context of the pandemic by Covid-19, as well as the possibility and challenges for using this method within the

Civil Engineering courses offered in the municipality of Itaituba. To obtain the results, actions were carried out involving two HEIs, through the production of totems for alcohol gel, in order to allow the development of works by students from both institutions, generating a product for society. It was concluded that the PBL methodology is an efficient tool to enable quality teaching in the context of pandemic and post-pandemic and that, despite the challenges, it is possible to use it in the studied courses.
KEYWORDS: PBL Methodology. Civil Engineering. Pandemic. Itaituba.

1 I INTRODUÇÃO

Atualmente a globalização está cada vez mais comum e frequente, afetando todos os âmbitos da sociedade, entre eles está o mercado de trabalho, que se encontra bem mais exigente quanto à contratação de novos profissionais, por essa razão novos métodos de ensino e/ou aprendizagem estão sendo criados e aplicados, inclusive nos cursos de Engenharia, com o intuito de suprimento dessa exigência. No entanto, segundo Masson *et al*. (2012), o professor universitário está encontrando dificuldades para criar e implementar novas tecnologias de ensino, que desenvolvam esses saberes e fazeres e ao mesmo tempo reduzam o tempo de permanência do aluno em sala de aula e aumentem a sua eficiência, porém o mesmo afirma que o PBL é uma abordagem sistêmica, que envolve os alunos na aquisição de conhecimentos e competências por meio de um processo de investigação de questões complexas, tarefas autênticas e produtos cuidadosamente planejados com vista a uma aprendizagem eficiente e eficaz.

De acordo com Ribeiro (2005), a Engenharia exerce papel fundamental no funcionamento e desenvolvimento da sociedade, e tem sido uma das áreas mais afetadas pelas céleres transformações tecnológicas, que por sua vez tem gerado novas expectativas em relação à prática do engenheiro, bem como no ensino de Engenharia dos cursos superiores, para que a atuação deste profissional não se torne obsoleta. Segundo pesquisas de Macambira (2011) foi possível constatar o que a ABP (ou PBL) favorece o desenvolvimento de atributos essenciais para a vida profissional dos futuros engenheiros, tais como a adaptabilidade a mudanças, habilidade de solucionar problemas em situações não rotineiras, pensamento crítico e criativo, adoção de uma abordagem sistêmica, trabalho em equipe, capacidade de identificação de pontos fortes e fracos e compromisso com o aprendizado e aperfeiçoamento contínuos.

Dentro desse contexto, o cenário durante a pandemia causada pela Covid-19 aumenta a preocupação quanto à forma de retorno presencial às atividades acadêmicas e estratégias para viabilizar o ensino remoto, visto que, por medidas de segurança, é recomendado que haja a redução do número de pessoas em espaços fechados, como as salas de aula. Dessa forma, metodologias ativas de ensino, como o PBL, podem contribuir para a redução do tempo em que os alunos passam dentro das salas de aula, bem como reduzem os grupos de estudos para desenvolver determinadas atividades, evitando

aglomerações.

Além disso, outra vantagem da metodologia PBL é quanto à capacitação do aluno para desenvolver soluções para diversos tipos de problemas de forma autônoma e em conjunto, sendo que, para Ribeiro (2005), habilidades de trabalho em equipe e comunicação são fundamentais para os engenheiros. No entanto, o mesmo autor cita como dificuldade para adoção da metodologia o tempo para execução das atividades consumido pelos alunos. Macambira (2011) também menciona que uma das dificuldades da implantação do PBL nas atividades de ensino ocorre pela necessidade de que o professor certo conhecimento político, econômico e social da cidade e região em que a turma se encontra.

Quando se trata das dificuldades na implantação da metodologia PBL como ferramenta de ensino, é possível citar particularidades encontradas na Amazônia, principalmente nas cidades do interior. Vieira (2017) aponta que poucos estudos sobre a adoção do PBL são produzidos na Região Norte. Ressalta-se, também, que na maioria das cidades do interior da Amazônia boa parte dos professores das IFES são originários de outras cidades, dificultando a inserção em alguns pontos daquela região, como menciona Macambira (2011). Além disso, geralmente, nessas cidades, o acesso à internet é de baixa qualidade, dificultando a realização de atividades remotas.

Com base nisso, este artigo tem como objetivo avaliar os pontos positivos e negativos da implantação da metodologia PBL nos componentes curriculares dos cursos de Engenharia, contribuindo para o estudo de viabilidade da adoção dessa metodologia nos cursos de Engenharia Civil da Universidade Federal do Oeste do Pará, ofertado no Campus de Itaituba, cidade localizada na região sudoeste paraense, e também da Faculdade de Itaituba (FAI).

2 I REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Metodologia PBL

A metodologia PBL (*Problem Based Lerarning*) ou ABP (Aprendizagem Baseada em Problemas/Projetos), traduzindo para o português, foi reconhecida, segundo estudos, como uma metodologia de ensino na Universidade McMaster no Canadá, por volta de 1970, porém apenas nos cursos de Medicina (VIEIRA, 2017). No entanto, essa metodologia vem ganhando espaço em muitas Universidades de diversos países, inclusive no Brasil.

Essa metodologia apresenta resultados benéficos com relação à construção de futuros profissionais, entre estes estão os engenheiros, que lidam constantemente com resolução de problemas. O PBL atua de forma inovadora, mesclando a aprendizagem teórica com a prática para melhor visualização dos problemas que surgem durante a execução das atividades, sejam essas na vida acadêmica ou no mercado de trabalho.

O ciclo de trabalho com um problema no PBL ocorre da seguinte maneira: a) introdução e definição do problema; b) levantamento de hipóteses; c) tentativa de solução

com os conhecimentos disponíveis; d) levantamento de pontos de aprendizagem; e) planejamento do trabalho em grupo; f) estudo independente; g) compartilhamento de informações no grupo; h) aplicação dos conhecimentos no problema; i) apresentação das soluções do grupo; j) auto avaliação, avaliação do processo e de pares (Ribeiro, 2008). Nessa metodologia não importa apenas os acertos ou erros encontrados e cometidos pelos discentes durante a apresentação da resolução dos problemas, mas a quantidade e qualidade das pesquisas realizadas.

2.2 Adoção da Metodologia PBL nos cursos de Engenharia Civil

Neves e Formoso (2007) desenvolveram um estudo para responder ao questionamento: “Como desenvolver as competências dos gerentes intermediários na indústria da construção civil, utilizando-se a Aprendizagem Baseada em Problemas (ABP)?”. O estudo envolveu alunos de graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e da Universidade do Vale do Rio dos Sinos. Os autores observaram uma dificuldade na mudança da abordagem tradicional para o PBL, porém, de modo geral, concluíram que os alunos ficaram bastante motivados e que desenvolveram habilidades para lidar com questões multidisciplinares e buscar soluções com base nos conhecimentos teóricos adquiridos, envolvendo a resolução de problemas, capacidade crítica, criatividade e o trabalho em equipe.

É possível destacar algumas pesquisas que apontam relatos da utilização da metodologia PBL no contexto dos cursos de Engenharia Civil. Macambira (2011) avaliou a adoção do PBL na disciplina “Gestão Empresarial” do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, no município de Belém. O pesquisador observou que os alunos reagiram positivamente à adoção da ferramenta de ensino, desenvolvendo habilidades como: capacidade de pesquisa, espírito empreendedor e busca por conhecimentos inovadores. O autor também concluiu que a metodologia é um instrumento interessante para o desenvolvimento profissional do docente.

Milhomem *et al*. (2013) realizaram um estudo capaz de integrar os cursos de Engenharia Civil, Engenharia Elétrica e Engenharia Mecânica, interagindo com alunos do Ensino Médio de escolas estaduais do município de Tucuruí-PA. As atividades foram desenvolvidas por meio da apresentação de experimentos com baixo custo e utilizando materiais alternativos, envolvendo matemática, química e física. Os resultados apontaram para motivação dos alunos e aumento do senso de responsabilidade, contribuindo para que os mesmos pudessem expor os experimentos na 1ª Feira de Ciências das Escolas Públicas de Tucuruí-PA.

O trabalho de Lopes e Martins (2017) tinha por objetivo averiguar os resultados do uso da metodologia PBL no processo de ensino-aprendizagem relativo à disciplina Síntese e Integração dos Conhecimentos (SIC) que aborda a integração e o gerenciamento de projetos multidisciplinares de edificações na Engenharia Civil, em um curso da Região Sul.

Os autores constaram que a metodologia PBL atuou na disciplina SIC de forma excelente, detectando maior aproximação dos alunos de situações práticas, uma melhor visualização entre teoria e prática, a cooperação e contribuição em grupos e a autoaprendizagem. No tocante ao trabalho em equipe os alunos desenvolveram competências de resolução de problema, tomada de decisão, respeito a opinião dos colegas, uma comunicação escrita e oral mais voltada a situações que serão encontradas em futuras reuniões profissionais.

Guimarães (2018) aplicou, de modo parcial, a metodologia PBL na disciplina de Cálculo Diferencial e Integral, para o curso de Engenharia Civil da Universidade Estácio de Sá, do Campus Cabo Frio. A autora menciona que a adoção da metodologia, por si só, não é capaz de solucionar todos os problemas do ensino-aprendizado, porém, mesmo com todas as dificuldades e desafios para sua implementação, os resultados foram positivos e capazes de aproximar teoria e prática.

Um relato de experiência da utilização da metodologia PBL detalha o desenvolvimento do conteúdo de Estações de Tratamento de Água na disciplina de Saneamento Ambiental em um curso de Engenharia Civil no Estado de Minas Gerais, realizado pelos autores Gonçalves e Aguilar (2019), o PBL foi utilizado como instrumento motivador e instigador. A discussão provida, levou a proposta pelos alunos de desenvolverem projetos para sanar os problemas detectados. Segundo os autores ao final da disciplina foi possível um aproveitamento satisfatório por parte da maioria dos alunos, alcançando níveis desejados tanto na avaliação escrita quanto no produto do projeto.

2.3 A Engenharia Civil no município de Itaituba-PA

A Ufopa foi criada pela Lei nº 12.085, de 5 de novembro de 2009, sendo a primeira Instituição Federal de Ensino Superior com Sede no interior de um Estado da Amazônia brasileira. Sua Sede fica no município de Santarém e tem Campi nas cidades de Alenquer, Itaituba, Juruti, Monte Alegre, Óbidos e Oriximiná. Sua criação se deu a partir da política que instalou o Programa de Expansão das Universidades Federais do Programa de Apoio aos Planos de Reestruturação e Expansão das Universidades Federais (Reuni) e do acordo de cooperação técnica firmado entre o Ministério da Educação (MEC) e a Universidade Federal do Pará (UFPA) com o objetivo de ampliar o ensino superior na região amazônica (MULLER, 2019; UFOPA, 2020).

A estrutura acadêmica da Ufopa é focada na interdisciplinaridade, nas potencialidades regionais, e o Campus da Universidade na cidade de Itaituba apresenta potencial (hidrelétricas, ferrovias, portos de exportação, entre outros) para o desenvolvimento segmentado na sustentabilidade, na infraestrutura e na logística portuária, tendo em vista o desenvolvimento, com sustentabilidade, da região e os iminentes empreendimentos (UFOPA, 2020). No contexto de expansão do ensino superior no Brasil, o curso de Engenharia Civil, ofertado no Campus de Itaituba (CITB) da Universidade Federal do Oeste do Pará (Ufopa), surge como o primeiro curso de Engenharia Civil no município e o primeiro

ofertado por uma instituição pública na região Oeste do Pará.

Além do curso de Engenharia Civil ofertado pelo CITB-Ufopa, o município de Itaituba também conta com a oferta do mesmo curso pela Faculdade de Itaituba (FAI), com a primeira turma ofertada no ano de 2020. Dessa forma, apesar de ser um curso tradicional no país, a Engenharia Civil ainda é um curso recente no município, com nenhuma turma formada ainda, evidenciando desafios quanto à formação de mão de obra local, principalmente no que diz respeito aos professores para atuar nesses cursos.

3 | METODOLOGIA

Com o avanço da Covid-19 pelo país e, em específico, pelas cidades do interior, a suspensão das aulas presenciais foi uma das primeiras ações a serem tomadas pelas instituições, para tentar reduzir a contaminação causada pelo novo Corona vírus. Diante deste cenário, ações que viabilizassem o ensino à distância ou de maneira remota passaram a ser essenciais para continuidade das atividades acadêmicas.

3.1 Utilização da metodologia PBL no CITB-Ufopa

Nesse contexto, a Ufopa resolveu suspender o calendário acadêmico, fomentando a iniciativa de docentes para oferta de atividades extracurriculares, que pudessem ser aproveitadas pelos alunos dos seus cursos de graduação, sem prejuízo para os alunos que não tivessem acesso à infraestrutura adequada para realização de tais atividades, como cursos de extensão online, entre outras ações.

Dessa forma, os alunos de Engenharia Civil do CITB-Ufopa foram envolvidos em um projeto de extensão que trabalha com a produção e doação de totens para álcool em gel para postos de saúde, instituições que mantiveram o atendimento durante a pandemia e escolas para o retorno gradual às atividades, como forma de contribuir com o município de Itaituba no combate à Covid-19.

A produção dos totens se deu por meio de orientação remota, onde o docente apresentou aos alunos, por meio de um aplicativo de mensagens instantâneas, um modelo de totem produzido com canos de PVC, utilizados na construção civil, com acionamento pelo pé, sem a necessidade de tocar no dispenser de álcool em gel. Com essa informação, os alunos envolvidos no projeto passaram a pesquisar os materiais necessários e a forma de produção dos totens, realizando a fabricação dos mesmos em suas próprias casas e escolhendo as instituições para realizar a doação do equipamento, possibilitando que o aluno se tornasse ator principal da ação extensionista. A Figura 1 mostra o protótipo produzido.

Figura 1 – Protótipo de totem para álcool em gel.

3.2 Utilização da metodologia PBL na FAI

Como forma de combater o avanço da Covid-19 no município de Itaituba, a FAI, inicialmente, passou a ofertar as aulas para os seus cursos de graduação à distância, com aulas virtuais. Após a publicação dos decretos municipal e estadual de flexibilização do isolamento social e reabertura gradativa das atividades econômicas, as aulas do curso de Engenharia Civil voltaram a ocorrer de maneira presencial e remota, com redução da quantidade de alunos na sala de aula.

Dentro da disciplina "Introdução à Engenharia", ofertada para os calouros, um dos componentes avaliativos se tratava da produção de totens de álcool em gel pelos alunos, divididos em grupos de 5 pessoas. Dessa forma, seria possível que os alunos pudessem desenvolver suas habilidades em projetar e executar os projetos desenvolvidos, de maneira autônoma e em grupos menores do que nas aulas convencionais. A adoção da metodologia PBL neste componente curricular já havia sido testada por Gezer *et al.* (2020), apresentando resultados satisfatórios.

O processo de desenvolvimento dos totens foi similar ao adotado pelos alunos do CITB-Ufopa, o docente apresentou um problema, onde os alunos precisariam encontrar uma solução. Dessa forma, os discentes da FAI pesquisaram qual seria a maneira mais prática e econômica de produzir um totem de álcool em gel, optando pelo modelo mostrado na Figura 1, buscando informações dos materiais e métodos necessários para a sua produção.

4 I RESULTADOS E DISCUSSÕES

A metodologia PBL tem em sua essência possibilitar ao aluno se tornar ator principal no processo de ensino-aprendizagem, conferindo a ele habilidades para solucionar problemas cotidianos, mas também preparados para resolver problemas pontuais, como menciona Bringhenti (1993). Dessa forma, o projeto desenvolvido neste trabalho demonstrou a capacidade dos docentes e discentes em adotar tal metodologia para desenvolvimento da ação.

O projeto desenvolvido conferiu aos alunos o domínio pela produção do conhecimento e sua aplicação efetiva na sociedade, por meio da entrega de equipamentos que são eficientes no combate à disseminação do novo Corona vírus. A Figura 2 mostra alguns dos totens produzidos pelos alunos dos cursos de Engenharia Civil do CITB-Ufopa e da FAI.

Figura 2 – Totens produzidos pelos alunos de Engenharia Civil de Itaituba.

Em relação ao processo de ensino-aprendizagem, no processo avaliativo da FAI observou-se um bom desempenho dos alunos, verificando-se um bom nível de conhecimento por parte dos mesmos quanto ao contexto de pandemia, bem como quanto ao processo

de produção dos equipamentos. Também foi possível observar o desenvolvimento de habilidades para trabalho em grupo, elaboração e execução de projeto, interação com a sociedade e resolução de problemas.

Quanto aos alunos da Ufopa, por se tratar de uma atividade de extensão, o processo não foi avaliativo, mas foi possível ver um certo domínio e aprendizado dos discentes por meio de seus relatos. Além de desenvolverem competências para solucionar problemas e melhorar a autonomia no processo de aprendizagem, os mesmos também foram capazes de liderar equipes, muitas vezes formadas pelos familiares de suas residências, que também contribuíram para a produção dos totens.

Vale ressaltar que, além das habilidades desenvolvidas e reconhecidas pela metodologia PBL, os discentes envolvidos nessa ação tiveram a oportunidade de interagir com diversos setores da sociedade, desde as instituições atendidas pelas doações dos totens, até as empresas de engenharia e materiais de construção do município de Itaituba, que contribuíram com a doação de materiais para produção dos totens. Assim, o projeto realizado possibilitou envolvimento social com a comunidade, aliado ao espírito inovador e empreendedor.

Quanto ao contexto da pandemia, a metodologia PBL se mostrou bastante eficiente para continuidade ou retomada das atividades acadêmicas, visto que possibilita maior autonomia do aluno quanto ao ensino remoto, dentro de suas próprias realidades de tempo, infraestrutura e condições sociais, assim como contribuiu para evitar a aglomeração por conta do elevado número de alunos em sala de aula, como no modelo tradicional de ensino.

5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho apresentou uma abordagem sobre a metodologia PBL, quanto aos seus conceitos, desafios e relatos de pesquisadores sobre a sua aplicação nos cursos de Engenharia Civil. Também foi abordado sobre o contexto da própria Engenharia Civil no município de Itaituba-PA, para possibilitar uma melhor compreensão dos desafios encontrados para adoção dessa ferramenta e viabilidade do seu uso nos cursos de Engenharia Civil desse município.

Para avaliar a viabilidade do PBL nos cursos de Engenharia Civil ofertados em Itaituba-PA, foram realizadas ações dentro de um projeto com alunos da Ufopa e FAI, onde se verificou que as ações executadas atenderam ao que a própria metodologia prima: desenvolvimento do senso crítico, capacidade de solucionar problemas, habilidades para trabalho autônomo e em grupo, inovação e empreendedorismo.

Quanto ao contexto da pandemia, avaliou-se que a metodologia PBL é bastante eficiente para garantir um ensino de qualidade aos alunos, visto que, como forma de evitar a propagação do vírus, ações como atividades remotas e redução do número de alunos por sala de aula passam a ser parte do novo cenário pós-pandemia.

Vale ressaltar que uma das maiores dificuldades para implantação do PBL é quanto a competência dos docentes e, de acordo com Gonçalves (2020), o exercício da docência pelo professor bacharel torna necessária a busca por formações complementares, assim, é de extrema importância o envolvimento das instituições de ensino para implantação da ferramenta em seus cursos, por meio de ações e capacitação dos seus docentes, bem como alguns resultados podem levar mais tempo para serem alcançados, como lembra Guimarães (2018).

REFERÊNCIAS

BRINGHENTI, I. **O ensino na escola politécnica da USP: Fundamentos para o ensino de engenharia**. São Paulo: ESPUSP, 1993.

GEZER. *et al*. **Aplicação da metodologia PBL (problem based learning) em uma disciplina inicial dos cursos de Engenharia Civil**. Série Educar – Ensino Superior, V. 16, Cap. 6, p. 38-43, 2020.

GONÇALVES, R.C.C. **As práticas pedagógicas do professor bacharel no Ensino Superior**. Dissertação (Mestrado em Ensino) – Universidade do Vale do Taquari: RS, 2020.

GONÇALVES D. K. C. e AGUILAR M. T. P. **Metodologias ativas aplicadas na disciplina de saneamento ambiental no curso engenharia civil**. Brazilian Journal of Development, V. 5, n. 10, p. 19315-19326. Curitiba, 2019.

GUIMARÃES, G. **Aprendendo cálculo diferencial e integral em engenharia civil: uma proposta interdisciplinar entre teoria e prática**. Revista de Ensino de Engenharia, v. 37, n. 1, p. 66-75, 2018.

LOPES, A. P.; MARTINS, D. B. **PBL como estratégia de ensino-aprendizagem em uma disciplina de integração e gerenciamento de projetos multidisciplinares de edificações na engenharia civil**. Gestão & Tecnologia de Projetos, São Carlos. v.12 n.1 p 53-67, 2017.

MACAMBIRA, P. M. F. **A aprendizagem baseada em problemas (ABP): uma aplicação na disciplina "Gestão Empresarial" do curso de engenharia civil**. Dissertação Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, 2011.

MASSON, T.J., *et al*. **Metodologia de ensino: aprendizagem baseada em problemas (PBL).** Anais do XL Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Belém, 2012.

MILHOMEM, P.M., *et al*. **Aplicando a metodologia PBL na região Amazônica para incentivo ao Estudo de Engenharia**. Anais do XLI Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Gramado, 2013.

MULLER, Fabiano Hector Lira. **A implantação do PARFOR/UFOPA no município de Itaituba/PA: indicadores e resultados.** Dissertação (Mestrado em Ensino) – Universidade do Vale do Taquari: RS, 2019.

NEVES, R.M.; FORMOSO, C.T. **Aprendizagem baseada em problemas: estudo exploratório com alunos de graduação em cursos de engenharia civil**. Anais do XXXV Congresso Brasileiro de Educação em Engenharia, Curitiba, 2007.

RIBEIRO, L. R. C. **A aprendizagem baseada em problemas (PBL): uma implementação da educação em engenharia na voz dos atores**. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Educação, Centro de Educação e Ciências Humanas, Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, 2005.

RIBEIRO, L. R. C. **Aprendizagem baseada em problemas (PBL) na educação em engenharia**. Revista de Ensino de Engenharia, v. 27, n. 2, p. 23-32, 2008.

UFOPA - UNIVERSIDADE FEDERAL DO OESTE DO PARÁ. **Plano de Desenvolvimento Institucional da Ufopa 2019-2023. 2020**. Disponível em: <http://www.ufopa.edu.br/media/file/site/proplan/documentos/2020/766ea1d5a36f6bde3acdc4b46199218e.pdf>. Acesso em: 09 jul. 2020.

VIEIRA, K. **A utilização do PBL nos cursos de engenharia no Brasil: uma análise bibliométrica**. Trabalho de Conclusão de Curso, Curso de Pós-graduação Lato Sensu em Ciências e Tecnologia, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2017.

CAPÍTULO 2

PATOLOGIAS EM IMÓVEL POR AUSÊNCIA DE IMPERMEABILIZAÇÃO - ESTUDO DE CASO: EDIFICIO NA CIDADE DE MANAUS

Data de aceite: 01/01/2022

Rosalina Siqueira Moraes
Engenheira Civil, Universidade Nilton Lins
Manaus-AM

Anna Isabell Esteves Oliveira
Engenharia de Produção, Crea-AM
Manaus-AM

Kassem Assi
Engenheiro Civil, Empek Impermeabilização
Manaus-AM

Fátima Mendes Teixeira
Engenheira Química, Centro Universitário
Luterano de Manaus - ULBRA
Manaus-AM

Apresentado no Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia – CONTECC, Goiânia/GO – Brasil.

RESUMO: As edificações são susceptíveis a um processo de degradação causado por agentes agressivos e a umidade é um desses agentes deletérios que podem causar patologias na estrutura. Na ausência de um tratamento adequado, tem-se como prognóstico a diminuição do desempenho e da vida útil da edificação, além de influenciar negativamente na questão estética e no seu valor comercial (depreciação). Neste contexto, o presente artigo pretende mostrar a importância da impermeabilização como garantia da estanqueidade da estrutura e como medida preventiva o surgimento de anomalias provenientes da presença de intempéries. Através de um estudo de caso de uma edificação localizada na cidade de Manaus/AM e, partindo-se de um levantamento *in loco,* acrescido da pesquisa bibliográfica relacionada ao tema, buscou-se identificar e analisar as manifestações patológicas relacionadas a esses agentes, verificando as suas possíveis causas e consequências. Com esta análise, concluiu-se a inexistência de um bom nível de conhecimento e capacitação técnica, até mesmo da própria adoção de projetos de impermeabilização, com a escolha correta de produtos e métodos impermeabilizantes, de modo a garantirem menor incidência de patologias no local, sobretudo, a ausência de medidas preventivas voltadas para a conservação do imóvel.

PALAVRAS-CHAVE: Intempéries. Manifestações patológicas. Edificação.

PATHOLOGIES IN BUILDING DUE TO WATERPROOFING - CASE STUDY: BUILDING IN THE CITY OF MANAUS / AM

ABSTRACT: Buildings are susceptible to a degradation process caused by aggressive agents and humidity is one of those harmful agents that can cause pathologies in the structure. In the absence of adequate treatment, the prognosis is to decrease the performance and useful life of the building, in addition to negatively influencing the aesthetic issue and its commercial value (depreciation). In this context, this article aims to show the importance of waterproofing as a guarantee of the tightness of the structure and as a preventive measure the emergence of

anomalies arising from the presence of bad weather. Through a case study of a building located in the city of Manaus / AM and, starting from an on-site survey, plus bibliographic research related to the theme, we sought to identify and analyze the pathological manifestations related to these agents, verifying its possible causes and consequences. With this analysis, it was concluded that there is no good level of knowledge and technical training, even the adoption of waterproofing projects, with the correct choice of waterproofing products and methods, in order to guarantee a lower incidence of pathologies in the area, above all, the absence of preventive measures aimed at the conservation of the property.
KEYWORDS: Weather. Pathological manifestations. Edification.

INTRODUÇÃO

Segundo a NBR 9575 (ABNT, 2010), a impermeabilização visa garantir a estanqueidade da estrutura, preservando os elementos e componentes construtivos contra agentes agressivos. A impermeabilização é uma técnica adotada com o objetivo de selar, colmatar ou vedar materiais porosos e suas falhas, a exemplo das superfícies de vedação ou estruturas.

A impermeabilização é uma das etapas mais importantes de qualquer construção; porém, ainda é preterida em muitas obras, devido à exigência de contenção de custos e maior agilidade na sua conclusão (e consequente entrega), fazendo com que certas etapas construtivas, consideradas menos importantes, sejam negligenciadas.

Por conseguinte, o que se constata é a desinformação a respeito das técnicas construtivas, e a respeito do uso de materiais apropriados, acrescido de falhas ou até mesmo da ausência de projetos específicos, que auxiliem ou garantam a eficácia do processo de execução. Há ainda, em muitos casos, a falta de um sistema de controle de qualidade, além de um plano de manutenção predial. Todos esses fatores interferem, de forma preponderante, no surgimento de manifestações patológicas relacionadas à impermeabilização, impactando negativamente no conforto, na segurança, na estética, na funcionalidade e na durabilidade da vida útil de uma edificação.

Este trabalho tem como objetivo apresentar, a necessidade da conscientização das pessoas para que estejam atentas para a importância que é a impermeabilização em suas edificações, na qual irá garantir a habitabilidade do empreendimento, como também, a saúde e o bem-estar de todos dos que nele habitam.

MATERIAL E MÉTODOS

A área de estudo compreende um edifício comercial, construído na década de 80, localizado na cidade de Manaus-AM. Possui 14 pavimentos para circulação, no qual foram selecionados o 1º e o 14º pavimento para a observação e análise das patologias, locais estes onde foram constatados o maior número de anomalias.

Inicialmente, com embasamento para o desenvolvimento do trabalho, foi realizada

uma Pesquisa Exploratória, através de normas técnicas referentes ao sistema de impermeabilização, revisão bibliográfica especializada relacionada ao tema, enfim, todo um arcabouço de fontes originárias de pesquisa que versam sobre as patologias decorrentes da ação da umidade elevada, e seus aspectos conceituais.

Concomitantemente à revisão bibliográfica, como Pesquisa Qualitativa, foram realizadas inspeções visuais, *"in loco"*, através de *checklist* e imagens fotográficas, dos quais foram identificadas as manifestações patológicas existentes no imóvel em questão.

Por fim, como Pesquisa Explicativa, todos estes dados foram analisados, extraindo-se um diagnóstico e prognóstico relacionados às causas prováveis da ocorrência das patologias existentes.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nesse estudo os problemas observados como mais presentes foram: corrosão de armadura, carbonatação, fissuras, umidade ascendente, disgregação do concreto, eflorescências, mofo e infiltrações provenientes da presença e fluxo da água de forma indesejável. Todos considerados como fatores determinantes para as manifestações patológicas evidenciadas no local, e estão discriminados no Quadro 1, com suas definições e suas origens, nos pavimentos selecionados, seguido do registro fotográfico.

PATOLOGIAS DIAGNOSTICADAS				
1º PAVTO		14º PAVTO		FIGURA
TIPO	AMBIENTE	TIPO	AMBIENTE	
Corrosão	Base do pilar	Corrosão	Base de pilar	1
Carbonatação	Laje	Carbonatação	Laje de cobertura	2
Eflorescência	Pilares, Vigas e Paredes	Eflorescência	Pilares, vigas e lajes	3
Fissura	Revestimento sobre a alvenaria (reboco)	Fissura	Lajes	4
Bolor	Paredes e junta de dilatação	Bolor	Junta de dilatação	5
Disgregação do concreto	Junta de dilatação	Disgregação do concreto	Junta de dilatação	6

Quadro 1 - Patologias diagnosticadas na edificação.

Corrosão das armaduras - Conforme Souza e Ripper (1998), a corrosão das armaduras é um processo eletroquímico que para ocorrer necessita da presença simultânea de umidade e oxigênio. Em virtude do cobrimento insuficiente da armadura que, permitiu que o excesso de umidade aderisse à peça, juntamente com a variação de temperatura do local, ocorreu a corrosão do aço da base do pilar. (Figura 1).

Figura 1. Corrosão da armadura na base do pilar.

Fonte: Autores (2018).

Carbonatação no concreto – Segundo Pedeferri e Bertolini (2004), a corrosão das armaduras pode, porém, ser induzida pela carbonatação do concreto ou pela penetração de cloretos. Devido à ausência de impermeabilização, a estrutura ficou exposta à umidade, ocasionando a diminuição do pH do concreto e a despassivação da armadura, com princípio de corrosão. Com isto, originaram-se tensões internas e, consequentemente, o surgimento de fissuras, causando o desplacamento do concreto da estrutura. (Figura 2).

Figura 2. Carbonatação do concreto.

Fonte: Autores (2018).

Eflorescência - Segundo Caporrino (2018), os sais em contato com a água se diluem e são transportados para a superfície externa, onde, em contato com o ar, se solidificam, causando os depósitos de pó branco, que consiste em uma patologia identificada pelo surgimento de manchas esbranquiçadas, na qual o excesso de umidade, somado à ausência de impermeabilização, ocasionaram a manifestação do problema. (Figura 3).

Figura 3. Eflorescência

Fonte: Autore (2018).

Fissuras – De acordo com a ABNT NBR 15575-2/2013, as fissuras são aberturas superiores a 0,6mm em qualquer situação. Identificou-se, pois, fissuras no reboco provocadas pela variação de umidade e variação de temperatura, causando danos visíveis ao revestimento: argamassa fofa e sem aderência ao substrato. (Figura 4).

Figura 4. Fissura.

Fonte: Autores (2018).

Bolor - Segundo Shirakawa et al., (1995), o termo bolor é a designação do crescimento de fungos, que ocorre pelo aparecimento de manchas por cores escuras de tonalidade preta, marron e verde. Devido ao excesso de umidade e pouca ventilação, surgiu a proliferação de fungos espalhando-se facilmente ao ambiente, ocasionando danos à pintura, com aspectos desagradáveis. Esse tipo de problema pode resultar no surgimento

de doenças graves relacionados às vias respiratórias. (Figura 5).

Figura 5. Bolor.

Fonte: Autores (2018).

Disgregação do concreto - Segundo Bauer (1987), a disgregação do concreto é caracterizado pela ruptura do mesmo, especialmente em regiões salientes dos elementos estruturais. Considerando esse conceito, observou-se a ruptura e o destacamento superficial do concreto, evidenciando seu desplacamento nas laterais da junta de dilatação e, em especial, nas partes salientes da estrutura. (Figura 6).

Figura 6. Disgregação do concreto

Fonte: Autores (2018).

CONCLUSÃO

Este trabalho ratifica a relevância do projeto de impermeabilização em construções, a fim de impedir a degradação por intempéries e amenizar os danos oriundos da própria utilização da edificação, pois a presença de água em excesso e outros agentes agressivos

são capazes de causar danos ao ambiente, como ainda, a propiciar a proliferação de microrganismos nocivos à saúde humana.

A água, em suas características físico-químicas tão necessárias à vida na Terra, perfaz por atuar como o maior agente degradante no âmbito da construção civil. Seu fluxo nos materiais de construção das edificações é considerado um fator limitante para a sua durabilidade e salubridade, motivo pelo qual se faz necessário evitá-la, com um adequado processo de impermeabilização, devidamente eficaz.

Nesse sentido, diante da quantidade de manifestações patológicas encontradas no edifício em estudo e por toda qualquer construção possuir um desempenho descendente com o tempo, conclui-se que manutenções periódicas e preventivas são imprescindíveis para a garantia de um bom estado de conservação, assegurando a vida útil e a habitabilidade do imóvel. E, nesse aspecto, ressalta-se a importância de um planejamento pertinente e da participação de equipes técnicas (profissionais e empresas habilitadas) para a realização de inspeções, diagnosticar as anomalias e propor soluções técnicas cabíveis, como ainda, cabe ser dada maior atenção para a adoção de medidas corretivas com relação às intervenções técnicas que não foram realizadas, tanto na fase de construção, quanto ao longo de seu funcionamento.

Portanto, no cenário local, como medidas pertinentes, há necessidade de avaliações e inspeções periódicas mais amplas nos prédios de Manaus, através da regulamentação e implementação de um Plano de Inspeção Predial, partindo do poder público ou com a contribuição deste, que torne prioritariamente obrigatória tais medidas, haja vista a existência de vidas humanas e que, para tanto, sua segurança não deve ser menosprezada ou desconsiderada.

REFERÊNCIAS

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 15575-2: Edificações habitacionais – Desempenho – Parte 2: Requisitos para os sistemas estruturais**. Rio de Janeiro, 2013.31p.

ABNT, ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS **NBR 9575: Impermeabilização - seleção e projeto**. Rio de Janeiro, 2010.14p.

BAUER, L. A. F. **Materiais de construção.** 5ª ed. Rio de Janeiro, 1987.

BERTOLONI, L.; ELSENER, B.; PEDEFERRI, P.; POLDER, R. **Corrosion of steel in concrete – Prevention, Diagnosis, Repair. Weinheim**, Alemanha: Wiley-VCH, 2004.

CAPORRINO, C. F. **Patologias em Alvenaria**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2018.

SOUZA, V.C.M.; RIPPER, T. **Patologia, Recuperação e Reforço de Estruturas de Concreto.** São Paulo: PINI, 1998.

SHIRAKAWA, M.A; MONTEIRO, M.B.B; SELMO, S.M.S.; CINCOTTO, M.A. **Identificação de fungos em revestimentos de argamassa com bolor evidente.** In: I Simpósio Brasileiro de Tecnologia da Argamassa – SBTA, 1995.

CAPÍTULO 3

PERMEABILIDADE MÍNIMA DE ESPÉCIES DE MADEIRA PARA A PRODUÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS DE MADEIRA LAMINADA COLADA (MLC)

Data de aceite: 01/01/2022
Data de submissão: 08/11/2021

Kelly Dayane Nadaleti de Souza
Escola de Engenharia de São Carlos - USP
São Carlos - SP
https://orcid.org/0000-0001-8099-8154

Bárbara Branquinho Duarte
Departamento de Engenharia de Estruturas.
Escola de Engenharia de São Carlos - USP
São Carlos - SP
https://orcid.org/0000-0003-2944-5153

Francisco Antonio Rocco Lahr
Departamento de Engenharia de Estruturas.
Escola de Engenharia de São Carlos - USP
São Carlos - SP
https://orcid.org/0000-0002-3510-8498

RESUMO: O objetivo do presente estudo teve como base a determinação da permeabilidade mínima de espécies de madeiras à produção de madeira laminada colada (MLC), a fim de levantar dados a partir de ensaios com a madeira *Pinus taeda* (com e sem tratamento), possibilitando uma análise sobre as influências dos tratamentos na permeabilidade da madeira analisada. Para tal, fez-se ensaios de permeabilidade da madeira *Pinus taeda* a partir de 28 corpos-de-prova (CP), das quais 14 delas passaram pelo tratamento de CCA base óxida e as outras 14 não passaram pelo tratamento. Todos os corpos-de-prova de dimensão 20x50 mm foram impermeabilizados com adesivo epóxi, a fim de permitir que a permeabilidade ocorresse apenas na direção ortogonal desejada, os quais passaram pelo processo de secagem de, pelo menos, 24 horas. O ensaio realizado foi o de fluxo líquido, que permite a passagem do fluido pela amostra a uma certa taxa, medida após a percolação completa, além disso, uma bomba de vácuo acoplada permitiu que fosse feita a leitura da pressão exercida e, posteriormente, analisada em relação a pressão de São Carlos – SP. Com a conclusão dos ensaios, comparou-se os resultados obtidos com os valores de permeabilidade já estudados das espécies utilizadas na produção MLC, como é o caso da madeira do gênero Eucalyptus que mostrou, em estudos prévios, permeabilidade à líquido na direção longitudinal de 1,47 cm³, resultado obtido a partir do ensaio de 48 amostras (REZENTE et al. 2018), ou seja, analisando os resultados obtidos das 28 amostras ensaiadas, as mesmas tiveram valores inferiores ao estudado para as madeiras já utilizadas na produção de MLC, com isso, sabendo-se que o *Pinus taeda* vem sendo utilizado para MLC (com e sem tratamento), poder-se-ia concluir que espécies (sejam tropicais ou não) com permeabilidade mínima equivalente às obtidas, podem ser aplicadas para MLC.

PALAVRAS-CHAVE: Permeabilidade, *Pinus*, madeira, MLC.

MINIMUM PERMEABILITY OF WOOD SPECIES FOR PRODUCTION OF GLUED LAMINATED WOOD (GLULAM) STRUCTURAL ELEMENTS

ABSTRACT: The aim of this study was to

determine the minimum permeability of wood species to the production of glued laminated wood (MLC), in order to raise data from tests with *Pinus taeda* wood (with and without treatment), enabling an analysis of the influences of treatments on the permeability of the analyzed wood. For this purpose, permeability tests were carried out on *Pinus taeda* wood from 28 specimens, 14 of which underwent oxide-based CCA treatment and the other 14 did not undergo treatment. All specimens measuring 20x50 mm were waterproofed with epoxy adhesive, in order to allow permeability to occur only in the desired orthogonal direction, which underwent a drying process for at least 24 hours. The test performed was the liquid flow test, which allows the fluid to pass through the sample at a certain rate, measured after complete percolation, in addition, a coupled vacuum pump allowed the reading of the exerted pressure to be made and, subsequently, analyzed in relation to the pressure of São Carlos – SP. With the conclusion of the tests, the results obtained were compared with the permeability values already studied for the species used in the laminated wood production, such as the case of wood of the species Eucalyptus, which showed, in previous studies, permeability to liquid in the longitudinal direction of 1.47 cm³, result obtained from the test of 48 samples (REZENTE et al. 2018), that is, analyzing the results obtained from the 28 samples tested, they had lower values than those studied for the woods already used in the production of laminated wood, thus, knowing that *Pinus taeda* has been used for glued laminated wood (with and without treatment), it could be concluded that species (whether tropical or not) with minimum permeability equivalent to those obtained can be applied for laminated wood.
KEYWORDS: Permeability, *Pinus*, wood, Glulam.

1 I INTRODUÇÃO

Historicamente a madeira foi um dos primeiros materiais utilizados pela humanidade, possuindo papel importante na construção civil, porém, no Brasil, a madeira passou a ser menos utilizada devido ao surgimento de novos materiais e maiores complexidades estruturais. Porém, devido a crescente questão socioambiental, o uso da madeira como sistema construtivo retorna com a intenção de superar os sistemas tidos como “tradicionais” que acabam exercendo papel agressivo ao meio ambiente (RAMOS et al. 2017).

Para que se tenha um uso racional da madeira em projetos estruturais é importante que se tenha conhecimento sobre a resistência e rigidez do material (ZANGIÁCOMO, 2003), além de que com o surgimento da Madeira Laminada Colada (MLC) a utilização da madeira obteve um avanço tecnológico, tornando-a novamente um material de ampla utilização inovadora (GONÇALVES, 2012).

Para produção de MLC a norma ABNT - NBR 7190/1997 prescreve o uso de madeira com densidade de até 0,75 g/cm³, podendo citar o Cedrinho (*Erisma uncinatum* Warm.), árvore ocorrente, em especial, no Estado do Amazonas (Segundinho et al. 2013). Além disso, existem várias espécies utilizadas dentro da construção civil, como Cambará (*Erisma uncinatum*); Cupiúba (*Goupia glabra*); Angelim (*Hymenolobium petraeum*); Maçaranduba (*Manilkara* sp.).

Vale ressaltar que, além da densidade da madeira, a permeabilidade da espécie

tem relação com os adesivos existentes para a produção de MLC (Segundinho et al. 2013), parâmetro que certamente influencia nas aplicações dos adesivos, uma vez que os mesmos terão taxa de infiltração diretamente correlacionada com os poros da madeira.

Finalmente, a presente pesquisa tem papel fundamental na determinação da permeabilidade das madeiras tropicais brasileiras a fim de integrar um importante parâmetro à aplicação de adesivos estruturais na produção de madeira laminada colada (MLC).

2 | OBJETIVO

O objetivo geral da pesquisa prevê a determinação da permeabilidade mínima de espécies de madeiras à produção de madeira laminada colada (MLC), a fim de levantar dados a partir de ensaios, como a madeira do gênero *Pinus* com e sem tratamento, o que irá possibilitar uma análise sobre as influências dos tratamentos na permeabilidade da madeira desse gênero. Porém, devido a restrição ao acesso nos laboratórios, não foi possível ensaiar todas os gêneros de madeira desejados, portanto, os ensaios ficaram limitados apenas à madeira *Pinus Taeda*.

3 | REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No Brasil o uso da madeira laminada colada (MLC) usa, além de *Pinus,* madeira de eucalipto, como peças estruturais. Em grande maioria, essas peças são advindas de florestas plantadas, porém, são consideras exóticas e não fazem parte da flora nativa do país (TEREZO et al. 2010).

A técnica envolvida na utilização da MLC se baseia na colagem de peças de madeira previamente laminadas, secas e selecionadas, onde, após serrada, a madeira se transforma em seções retangulares de diferentes dimensões, que serão, posteriormente, unidas por meio de adesivos espalhados por toda sua extensão. Além de que a sua confecção se baseia na distribuição das fibras feitas em um só sentido e de forma paralela entre si (CHAHUD et al. 2009).

Devido a madeira ser um material de origem orgânica, a mesma é suscetível a sofrer deterioração por agentes biológicos, sendo necessário que se faça uso de espécies com alta durabilidade ou baixa durabilidade com tratamento adequado de preservação. Normalmente a madeira passa por tratamento em autoclave com CCA tipo A (formado por sais de cromo, cobre e arsênio) e CCB (formado por sais de cromo, cobre e boro) (REVISTA DA MADEIRA, 2002).

O *Pinus taeda* é uma conífera com importância econômica, com alta taxa de crescimento e amplamente plantada em clima subtropical e regiões temperadas, naturalmente ocorrida em toda região Sul dos EUA. Além disso, estudos de procedências foram necessários para revelar as variações dos *Pinus*, sendo uma espécie amplamente

utilizada como matéria prima na construção civil, indústria moveleira, serrarias, MDF, entre outros (TRIANOSKI, 2009).

A permeabilidade determinada por meio de fluxo líquido pode partir-se do método de RILEM II.4, o qual se baseia na utilização de um tubo vertical que será preenchido com água destilada, para que a mesma penetre na amostra até que se forme uma gota do lado oposto da mesma. Sendo assim, após a formação da gota, o tubo vertical é novamente preenchido e a velocidade que o fluxo líquido leva para atravessar a amostra retorna que, quanto maior o tempo, menor é a permeabilidade da madeira (Esmailpour et at. 2019).

4 | METODOLOGIA

4.1 Amostras

Os corpos-de-prova *Pinus taeda* foram extraídos numa quantidade de 28 amostras, sendo 14 amostras tratadas com CCA base óxida e 14 amostras sem tratamento, na direção perpendicular às fibras da madeira com dimensões de 20 x 50 mm (SILVA, 2007), como exemplificado na Figura 3 a seguir.
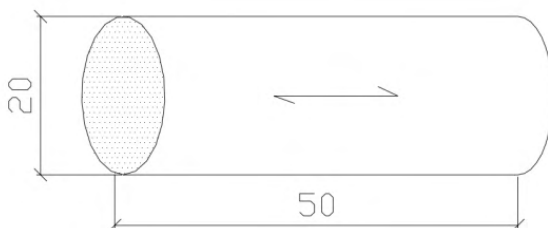
Figura 1 - Dimensão do corpo-de-prova.

Fonte: Determinação da permeabilidade em madeiras brasileiras de florestas plantadas – Marcio Rogério da Silva (2007).

Figura 4 - Corpos-de-prova extraídos da madeira de doação Pinus taeda.

Fonte: Autora (2021).

4.2 Impermeabilização das amostras

Para que a permeabilidade do corpo-de-prova ocorresse apenas na direção ortogonal desejada, foi feita sua impermeabilização com adesivo epóxi. Devido a isso, o adesivo foi aplicado após o corte final de cada corpo-de-prova a fim de que o adesivo não fosse danificado durante o corte e conseguisse atingir sua secagem final normalmente (SILVA, 2007).
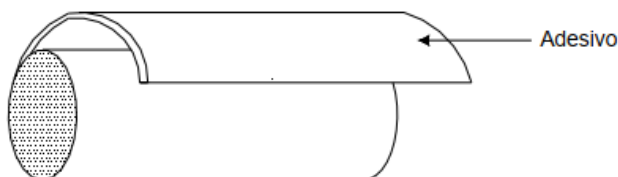
Figura 2 - Adesivo de impermeabilização.

Fonte: Determinação da permeabilidade em madeiras brasileiras de florestas plantadas – Marcio Rogério da Silva (2007).

Após a aplicação do epóxi, os corpos-de-prova ficaram dentro de um sistema isolado para que ocorresse a secagem do adesivo, que durou em torno de 24h, evitando o contato do corpo-de-prova com o meio ambiente (SILVA, 2007).

4.3 Ensaio de fluxo líquido

Para a realização dos ensaios de permeabilidade o Laboratório de Madeiras e Estruturas de Madeira (LaMEM) projetou um equipamento para a determinação de fluxo líquido e gasoso, constituído por uma estrutura e suporte de madeira, com junta cônica, a qual possui parede de 5 mm de espessura, servindo de apoio para o conjunto de rolhas. Para que a junta recebesse o vácuo produzido pela bomba de vácuo foi preciso uma ligação com a mesma, feita por meio de um cano de borracha, além de que as torneiras de teflon de 8 mm permitiram a passagem do vácuo, que foi posteriormente liberado pela outra torneira de teflon, também de 8 mm, buretas, conjunto de rolhas, constituído por uma rolha cônica de resina de mamona, rolha cônica de borracha e rolha cilíndrica de teflon que possui um orifício permitindo o encaixe da bureta para a passagem do líquido, permitindo o deslocamento do fluido pelo corpo-de-prova uma vez que essa estrutura permite a vedação para que a pressão seja medida , mufla e bomba de vácuo (SILVA, 2007), porém, para o presente projeto, o equipamento utilizado foi apenas o de fluxo a líquido. Diante da necessidade de evitar que ocorressem imprecisões nos ensaios, o equipamento passou por uma espécie de recuperação, na qual toda a cola antiga e o veda rosca foram removidos,

ao mesmo passo que foram aplicados outros novos, sendo que a vedação com a cola foi feita a cada 2 corpos-de-prova ensaiados, evitando assim o vazamento do líquido entre a rolha de borracha e a rolha de resina de mamona. Além disso, foi acoplada uma bureta de 10ml preenchida com o fluido desejado e o cano de ligação entre a bomba de vácuo e o aparato também foi fixado, permitindo a verificação da pressão, averiguando quaisquer pontos que estivessem ocorrendo vazamento de ar, os quais foram selados para evitar inconsistências nos ensaios.

Figura 3 - Junta cônica em junção com o conjunto de rolhas acopladas e bureta.

Fonte: Autora (2021).

Com todo o aparato verificado, a bureta foi aberta e aguardou-se o momento de percolação completa do fluido no corpo-de-prova, uma vez que a madeira é um material hidrófilo foi necessário aguardar a estabilização da passagem de fluxo. Após a passagem, a bureta foi preenchida novamente até que o menisco do fluxo estivesse na escala graduada de 10 ml, sendo assim, o registro de tempo foi feito com o auxílio de um cronômetro digital, ao mesmo passo que foi anotada a pressão registrada pela bomba de vácuo.

4.4 Permeabilidade

A permeabilidade foi medida de acordo com a lei de Darcy (Siau et al. 1971) após a penetração do líquido no corpo-de-prova de madeira ensaiado, o qual possui diferença de pressão constante (Jankowsky et al. 1986).

Sendo assim, a permeabilidade foi determinada de acordo com o escoamento do fluido líquido pelo corpo-de-prova (CP) a um gradiente de pressão constante (SILVA, 2007) a partir da Equação 1 abaixo:

$$k\ (cm^3) = \frac{V * L}{t * A * \Delta P} \quad (1)$$

Em que:

a) V é o volume líquido através do CP (cm³);

b) L é o comprimento do CP na direção do fluxo (cm);

c) t é o tempo do fluxo (segundos);

d) A é a área da seção transversal do CP perpendicular à direção do fluxo (cm²);

e) ΔP é a diferença de pressão entre a entrada e a saída do CP (atm).
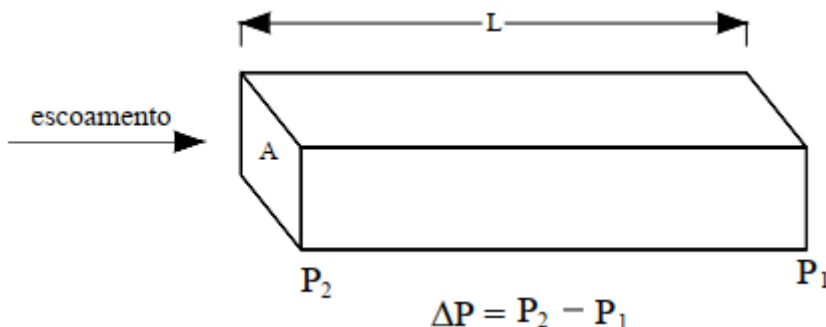
Figura 4 - Direção do escoamento do fluxo no corpo-de-prova.

Fonte: Determinação da permeabilidade em madeiras brasileiras de florestas plantadas – Marcio Rogério da Silva (2007).

Considerando a localização dos ensaios feita na cidade de São Carlos – SP, a pressão atmosférica da região foi adotada de 0,906 atm, pressão média histórica entre o período de 1970 e 1993 (SILVA, 2007). Além disso, para a conversão da pressão medida pela bomba de vácuo, que saiu em mmHg, foi considerado 1 atm para 760 mmHg. Além disso, a medição do diâmetro e do comprimento de cada corpo-de-prova foi feito por meio de um paquímetro.

5 I RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para o ensaio foi necessário montar o equipamento de acordo com o descrito no item 4.4. Após a verificação de pressão e possíveis vazamentos, foi necessário aplicar veda rosca nesses pontos para amenizar ao máximo as inconsistências nos ensaios. Além disso, os corpos-de-prova foram numerados para facilitar a observação visual e os parâmetros medidos referentes a cada um, que serão apresentados nas tabelas seguintes.

Figura 17 - Corpos-de-prova Pinus taeda extraídos e numerados.

Fonte: Autora (2021).

Figura 18 - Corpos-de-prova Pinus taeda fornecidos e numerados.

Fonte: Autora (2021).

Todo os corpos-de-prova tiveram suas medidas de diâmetro (D) e comprimento (L) feitas em três direções, a fim de exprimir a média desses valores para determinar uma área transversal (A) mais adequada.

Foi iniciado então o ensaio de permeabilidade a líquido apresentado no item 4.4, no qual foi medido o tempo, em segundos, do fluxo após a sua estabilização pelo corpo-de-prova, além da pressão apresentada na bomba de vácuo. Além disso, aplicando a Equação 1 foram obtidos os resultados das tabelas 1, 2, 3 e 4 apresentadas em sequência abaixo:

***Pinus taeda* extraídos sem tratamento**							
CP	**D (mm)**	**L (mm)**	**A (cm^2)**	**Fluxo (seg)**	**Volume (cm^3)**	**Pressão (mmHg)**	**k (cm^3)**
1	20,71	51,12	3,37	58	10,0	220	4,2436
2	20,54	51,07	3,31	82	1,0	160	0,2703
3	20,68	51,22	3,36	65	1,1	140	0,3576
4	20,56	51,19	3,32	111	3,1	120	0,5758
5	21,08	51,10	3,49	136	3,0	160	0,4643
6	20,74	51,17	3,38	59	2,0	120	0,6860
7	20,56	50,82	3,32	157	1,0	100	0,1259

Tabela 1 - Permeabilidade dos corpos-de-prova extraídos sem tratamento.

Fonte: Autora (2021).

Como se observa nos resultados da Tabela 1, a permeabilidade (k) do corpo-de-prova 1 possui maior discrepância em relação aos outros, muito provavelmente pelo fato dessa amostra possuir poros maiores em relação às outras, pois a pressão formada também se mostrou como a maior de todas, o que permitiu o fluxo de líquido fluir de forma mais rápida. Além disso, como se observa na Figura 17, mesmo que as amostras sejam consideradas sem tratamento, é visualmente possível observar que há alguns resquícios de tratamento, situação que influencia no valor da permeabilidade calculada terem sido discrepantes entre em relação a amostra 1.

***Pinus taeda* extraídos com tratamento**							
CP	**D (mm)**	**L (mm)**	**A (cm^2)**	**Fluxo (seg)**	**Volume (cm^3)**	**Pressão (mmHg)**	**k (cm^3)**
1	20,23	50,60	3,22	210	0,5	80	0,0468
2	20,66	50,63	3,35	140	1,0	60	0,1305
3	20,67	50,72	3,35	264	0,5	60	0,0346
4	19,46	50,74	2,98	294	10,0	60	0,7014
5	20,43	50,90	3,28	360	1,0	60	0,0521
6	20,73	50,88	3,37	242	0,5	120	0,0416
7	20,40	51,18	3,27	195	10,0	140	1,1121

Tabela 2 - Permeabilidade dos corpos-de-prova extraídos com tratamento.

Fonte: Autora (2021).

Nos ensaios realizados com as amostras da Tabela 2, observa-se que as amostras 4 e 7 foram as mais discrepantes dentro do conjunto.

Para a amostra 4 nota-se que sua área transversal foi a menor entre todas, o que pode ter gerado imprecisões nos ensaios, uma vez que o aparato pode ter criado uma folga em relação a amostra, influenciando no volume de líquido anotado. Além disso, a mostra 7 se mostrou com a maior permeabilidade, pois, como visualizado na Figura 18, a amostra não está completamente impregnada com o tratamento, ou seja, em algumas partes os seus poros podem estar mais abertos, permitindo um maior volume de líquido passando em um fluxo mais rápido.

Como as amostras extraídas foram da mesma peça de madeira e a maioria das amostras de cada conjunto se comportou de forma semelhante, pode-se fazer uma média dos valores de permeabilidade do conjunto com e sem tratamento, que são:

$$k_{sem\ tratamento}(cm^3) = 0{,}961$$
$$k_{com\ tratamento}(cm^3) = 0{,}303$$

***Pinus taeda* fornecidos sem tratamento**							
C P	**D (mm)**	**L (mm)**	**A (cm^2)**	**Fluxo (seg)**	**Volume (cm^3)**	**Pressão (mmHg)**	**k (cm^3)**
1	20,92	49,85	3,44	88	7,0	80	1,4402
2	20,25	50,12	3,22	158	7,0	80	0,8613
3	20,31	50,05	3,24	108	10,0	80	1,7869
4	21,00	49,71	3,46	140	10,0	60	1,2392
5	20,01	50,12	3,14	136	10,0	60	1,4169
6	20,32	50,19	3,24	332	5,0	60	0,2818
7	19,96	50,16	3,13	98	10,0	80	2,0420

Tabela 3 - Permeabilidade dos corpos-de-prova fornecidos sem tratamento.

Fonte: Autora (2021)

De madeira geral, os resultados de permeabilidade da Tabela 3 mostram que as amostras 2 e 6 foram as com menor permeabilidade, pois tiveram um menor volume de líquido a uma taxa de fluxo maior, caracterizando que as amostras, provavelmente, possuíam os poros mais fechados em relação às outras, já a amostra 7 foi a com maior permeabilidade, com o volume total da bureta utilizada no segundo menor tempo, provavelmente, caracterizando uma amostra com poros mais abertos. No geral, a pressão estabelecida foi semelhante para todos.

Pinus taeda fornecidos com tratamento							
C P	**D (mm)**	**L (mm)**	**A (cm^2)**	**Fluxo (seg)**	**Volume (cm^3)**	**Pressão (mmHg)**	**k (cm^3)**
1	20,81	50,16	3,40	117	3,0	120	0,5054
2	21,33	50,26	3,57	154	5,5	140	0,6957
3	21,33	50,26	3,57	60	3,0	140	0,9740
4	20,86	50,03	3,42	122	3,0	100	0,4648
5	21,29	50,15	3,56	290	1,0	80	0,0607
6	20,76	50,06	3,38	275	2,0	60	0,1301
7	21,04	50,06	3,48	303	2,7	60	0,1552

Tabela 4 - Permeabilidade dos corpos-de-prova fornecidos com tratamento.

Fonte: Autora (2021)

Analisando os resultados da Tabela 4 é possível notar que a amostra 5 possuiu o menor valor de permeabilidade em relação às outras do conjunto analisado e, analisando visualmente pela Figura 18, ela não aparenta estar menos impregnada com o tratamento, porém, é provável que seus poros possam ter ficado mais fechados em relação às outras amostras, causando baixa permeabilidade.

Como as amostras fornecidas com e sem tratamento são da mesma peça de madeira e a maioria se comportou de forma semelhante, pode-se fazer uma média dos valores de permeabilidade de cada conjunto, que são:

$$k_{sem\ tratamento}(cm^3) = 1{,}296$$

$$k_{com\ tratamento}(cm^3) = 0{,}427$$

Após a média dos resultados, no geral, a madeira *Pinus taeda* sofreu uma redução na sua permeabilidade após o tratamento com preservativo feito com CCA base óxida, ou seja, o tratamento acabou entupindo alguns poros da amostra, o que pode vir a ser um problema na produção de estruturas em MLC, pois pode acarretar baixa permeabilidade dos adesivos de colagem das lamenas.

Além disso, pode ser feita uma comparação dos resultados obtidos com os valores de permeabilidade já estudados das espécies utilizadas na produção de Madeira Laminada Colada (MLC), como é o caso da madeira do gênero *Eucalyptus*.

De acordo com estudos prévios sobre a permeabilidade da madeira *Eucalyptus grandis*, a permeabilidade à líquido na direção longitudinal foi de 1,47 cm^3, resultado obtido a partir do ensaio de 48 amostras (REZENTE et al. 2018), ou seja, analisando os resultados obtidos das 14 amostras sem tratamento e das outras 14 amostras com tratamento da presente pesquisa, observa-se que ambas tiveram valores inferiores ao estudado para as madeiras já utilizadas na produção de MLC.

6 I CONCLUSÃO

Diante dos estudos realizados e os já existentes, os valores de permeabilidade do *Pinus taeda* com e sem tratamento, em relação a permeabilidade do *Eucalyptos grandis*, se mostrou com valores inferiores, portanto, com a quantidade de 28 amostras ensaiadas, pode-se concluir que a espécie não poderá ser empregada na confecção de Madeira Laminada Colada (MLC). Porém, devido à pesquisa ter sido afetada pela restrição ao laboratório de ensaios, é importante que uma maior quantidade de amostras da espécie seja ensaiada, além de ensaiar também outras espécies, a fim de estabelecer um banco de dados suficiente para a caracterização completa de espécies de madeira adequadas à produção de MLC.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. NBR 7190: Projetos de estruturas de madeira. Rio de Janeiro: 1997

CHAHUD, E.; LAHR, F.A.R.; PERES, R.R.R. O uso de espécies nativas comercializadas em Belo Horizonte na composição de madeira laminada colada. Construindo, Belo Horizonte, v.1, v.2, p.46-49, jul/dez. 2009.

ESMAILPOUR, A.; TAGHIYARI, H. R.; GOLCHIN, M.; AVRAMIDIS, S. (2019) Onthefluidpermeabilityofheattreatedpaulowniawood, International Wood ProductsJournal, 10:2, 55-63, DOI: 10.1080/20426445.2019.1617954.

GONÇALVES, L.C.C. Projeto de estruturas de madeira lamelada colada. Dissertação (Mestrado) – Técnico Lisboa. Novembro de 2012.

RAMOS, D.V.; CALLEFI, M.H.B.M.; CHAGAS, S.M.; CHICATI, M.L.; SOUZA, R.A. A aplicabilidade da madeira laminada colada (MLC) em sistemas construtivos contemporâneos. IV (inova civil). PET Engenharia Civil UEM, 2017.

REVISTA DA MADEIRA. Preservação. Edição nº68 – dezembro de 2002. Disponível em: <REMADE: Revista da Madeira>. Acesso em 20 de agosto de 2021.

SEGUNDINHO, P. G. A.; ZANGIÁCOMO, A.L.; CARREIRA, M.R.; DIAS, A.A.; LAHR, F.A.R. Avaliação de vigas de madeira laminada colada de cedrinho. Cerne, Lavras, v.19, n.3, p. 441-449, jul./set. 2013.

SILVA, M. R. Determinação da permeabilidade em madeiras brasileiras de florestas plantadas. Dissertação (Mestrado – Ciências de Engenharia de Materiais) – Escola de Engenharia de São Carlos/ Instituto de Física de São Carlos/Instituto de Química de São Carlos da Universidade de São Paulo, 2007.

TEREZO, R.F.; SZUCS, C.A. Análise de desempenho de vigas em madeira laminada colada de paricá (*Schizolobiumamazonicum* Huber ex. Ducke). Sci. For., Piracicaba, v.38, n.87, p.471-480, set. 2010.

TRIANOSKI, R. Caracterização tecnológica de espécies de pinus tropicais provenientes de plantios experimentais no Brasil. TCC – Setor de Ciências Agrárias da Universidade Federal do Paraná, 2009.

ZANGIÁCOMO, A. L. (2003). Emprego de espécies tropicais alternativas na produção de elementos estruturais de madeira laminada colada. São Carlos. 102 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

CAPÍTULO 4

UTILIZAÇÃO DA INJEÇÃO DE RESINA EPÓXI COMO MÉTODO DE CORREÇÃO DO SOMCAVO EM FACHADAS COM REVESTIMENTO CERÂMICO

Data de aceite: 01/01/2022

Guilherme Alves Correa
Formação acadêmica mais alta: Mestrando em engenharia Civil, Materiais de construção
Universidade Federal de Santa Maria
Santa Cruz do Sul - RS

Marcus Daniel Friederich dos Santos
Prof. MSc Engenheiro Civil, Universidade de Santa Cruz do Sul
Santa Cruz do Sul, Brasil

Yuri Dos Santos Tatim Filho
Mestrando em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria
Santa Cruz do Sul - RS

RESUMO: O descolamento, a baixa resistência à tração e o som cavo são problemas em revestimentos de fachadas que necessitam de manutenções imediatas, pois apresentam risco de queda de peças cerâmicas, podendo levar a morte de pessoas e/ou causar perdas materiais. Com isso, o objetivo deste trabalho é analisar a funcionalidade da ancoragem química, por meio de injeções de resina epóxi, como método de reparo em manifestações patológicas em fachadas com a presença de som cavo, visando solucionar o problema defalta aderência do revestimento bem como inibir o som oco. A metodologia do trabalho foi dividida em duas etapas: realização das pranchas com o mapeamento das regiões de má aderência encontradas; realização de quatro protótipos com 1,5 m² cada, a fim de testar o sistema de recuperação do revestimento, utilizando as injeções de resina epóxi. Apartir da análise dos resultados obtidos no ensaio de percussão e ensaio de aderência à tração, observaram-se a viabilidade desse método como solução para os objetivos propostos.

PALAVRAS-CHAVE: Revestimento. Patologia. Som cavo. Injeções. Resina epóxi.

HOLLOW SOUND CORRECTION METHOD ON CERAMIC-COATED FACADES USINGEPOXY RESIN INJECTIONS

ABSTRACT: Detachment, low tensile strength and hollow sound are problems in coatings that are in line with immediate maintenance, as the risk of ceramic tiles falling. With this, the objective of this work is to analyze the functionality of the chemical anchorage, through injections of epoxy resin, as a method of repair in pathological manifestations in facades with the presence of hollow sound, to correct the problem of lack of adherence of the coating as well as remover the hollow sound. The work methodology was divided into two stages: making the planks with the mapping of the regions found; realization of four prototypes with 1.5m² each, in order to test the coating recovery system, using epoxy resin injections. From the analysis of the results obtained in the percussion test and the tensile adhesion test, the viability of this method was observed as a solution for the proposed objectives.

KEYWORDS: Coating. Pathology. Cavo sound. Injections. Epoxy resin.

1 I INTRODUÇÃO

Apesar do desenvolvimento tecnológico na área técnica da engenharia e dos materiais de construção, tem-se observado uma grande quantidade de edificações relativamente jovens apresentando manifestações patológicas em suas fachadas. Embora haja uma preocupação crescente com a qualidade das edificações por parte das construtoras, em virtude da vigência da Norma de Desempenho, que, a partir de 2013, busca atender aos requisitos mínimos de habitabilidade dos usuários, nota-se que os edifícios construídos nos últimos anos não apresentam a qualidade requerida.

A grande incidência de problemas como: eflorescências, bolores, fissuras, infiltrações, descolamento e desplacamento dos revestimentos argamassados e cerâmicosmostram que o segmento da construção civil precisa se preocupar mais com o sistema derevestimento de fachada de uma edificação. Essas patologias são decorrentes da ausênciade projetos de fachadas, além da falta de compatibilização de todos os projetos da edificação, bem como a falha na especificação de materiais, erros de execução causados pela falta de qualidade e treinamento da mão de obra, somados à inexistência demanutenção preventiva, ocasionando desconforto e despesas extras aos condôminos.

O descolamento do revestimento, a baixa resistência à tração e o som cavo são manifestações patológicas encontradas em revestimento de fachadas que necessitam de manutenções imediatas por apresentarem perigo aos seus usuários. Sendo assim, a substituição do revestimento de fachada é um serviço complexo e minucioso, além de apresentar risco de queda de materiais e causar transtorno aos moradores. Sobretudo, por apresentar dificuldades de execução, torna-se uma obra onerosa. Atualmente observamos avanços tecnológicos em diversos setores da construção civil, sendo assim a técnica de injeções de resina epóxi objetiva reparar tais manifestações patológicas e quando possível, evitar a substituição do revestimento, seja ele, cerâmico ou argamassado.

Assim, no decorrer deste artigo, foi elaborada a técnica de injeções de resina epóxi em revestimentos com a presença de som cavo, a fim de avaliar sua eficiência. Os procedimentos consistem em formar "pregos" químicos por meio de aplicações deresinas, objetivando a ancoragem do revestimento ao substrato, além de eliminar a presença de som oco e aumentar a resistência de aderência à tração do revestimento, bemcomo, atingir os valores mínimos exigidos pelas normas brasileiras para revestimentos externos.

1.1 Justificativa

O descolamento consiste por falhas ou ruptura entre o substrato e o revestimento de argamassa (que engloba o chapisco, emboço e o reboco) e a perca de aderência é progressiva e não está associada necessariamente à queda imediata do revestimento ou placas cerâmicas. Essa manifestação patológica apresenta uma extensão variável,

podendo conter pequenas áreas ou até compreender todo o sistema de revestimento. Os descolamentos surgem quando as tensões geradas superam a capacidade de aderência, onde os revestimentos afetados apresentam som cavo quando submetidos ao ensaio de percussão [1].

São causadores do descolamento: a instabilidade do suporte, devido à acomodação da edificação, a fluência da estrutura de concreto armado, a elevada expansão por umidade (EPU), as variações higrotérmicas e de temperatura, a falta de resiliência dos rejuntes, a ausência de detalhes construtivos (vergas, contravergas e juntas de movimentação), e a negligência na execução (aplicação da argamassa colante com a base contaminada por impurezas e o tempo em aberto vencido) [2].

As edificações necessitam de planos de preservação que englobam os procedimentos de manutenção como a substituição parcial ou completa de componentes danificados, objetivando aumentar ou recuperar o desempenho e a vida útil requerida. Algumas situações estão extremamente suscetíveis a acidentes quando há descolamento e as peças permanecem suspensas somente pelo rejunte existente entre elas. Normalmente, os descolamentos manifestam-se depois do primeiro ano da ocupação dos edifícios, ocorrendo em pontos isolados ou em grandes painéis, dependendo da origem do problema [3].

Denomina-se de desplacamento a queda de placas do revestimento, levando, juntamente, ou não, a argamassa de assentamento, a argamassa do emboço ou até mesmo o chapisco. É uma manifestação patológica posterior ao descolamento em que a ruptura se dá por diferentes maneiras: se na interface placa cerâmica/argamassa colante, no interior da argamassa colante, na interface argamassa colante/substrato, no interior do substrato, na interface substrato/base ou até mesmo no interior da base. Consideram diversos fatores como causas para o descolamento do revestimento cerâmico, principalmente, variações higrotérmicas e de temperatura e a instabilidade do suporte, devido à acomodação da estrutura da edificação. Outros casos que podem levar a esta manifestação patológica são: o grau de solicitação do revestimento, as características das juntas de assentamento e movimentação, e negligência na execução, seja pela mão de obra desqualificada e/ou materiais em não conformidade com o previsto em projeto [4].

O som cavo ocorre devido ao descolamento do revestimento cerâmico ou à falta de aderência em algumas camadas do sistema de revestimento, sendo ela no chapisco, no emboço ou na argamassa colante, representando resistência a aderência à tração igual a zero. Quanto às origens do som cavo, estas foram classificadas em origem construtiva e adquirida:

Origem Construtiva: provenientes de irregularidades de projeto ou de execução, em função da não observância das normas técnicas, emprego de mão-de-obra despreparada e a ausência de metodologia para execução dos serviços.

Origem Adquirida: provenientes de ausentes e/ou incorretas inspeções e manutenções preventivas como lavagem do revestimento e revisão da vedação das juntas

de assentamento e movimentação.

2 I MATERIAIS E MÉTODOS

Para atingir os objetivos do artigo a metodologia foi dividida em duas etapas principais: Mapeamento e identificação das manifestações patológicas encontradas em todas as fachadas da edificação por meio do ensaio de percussão e ensaio de aderência à tração; recuperação do sistema de revestimento com a presença de som cavo por meio de injeções de resina epóxi, realizados um total de 4 protótipos com área de 1,5 m², denominados respectivamente de A, B, C e D.

2.2 Mapeamento e identificação das manifestações patológicas

Com o ensaio de percussão, foi possível mapear as áreas do sistema de revestimento que apresentaram som cavo, sendo assim o teste iniciou-se com a ancoragem e fixação da linha de vida do balancim individual do tipo "cadeirinha", em seguida foi realizada a descida da cobertura ao térreo de um profissional habilitado e capacitado, garantindo assim condições de segurança do trabalho. Após isso, o colaborador realizou o teste de percussão com o auxílio de um martelo de madeira em toda extensão da fachada, mapeando os pontos que apresentaram som cavo, descolamento, fissuras ou com ausência de rejunte, lembrando que durante o teste foram atribuídos símbolos para melhorar a identificação dos problemas, conforme a figura 1.
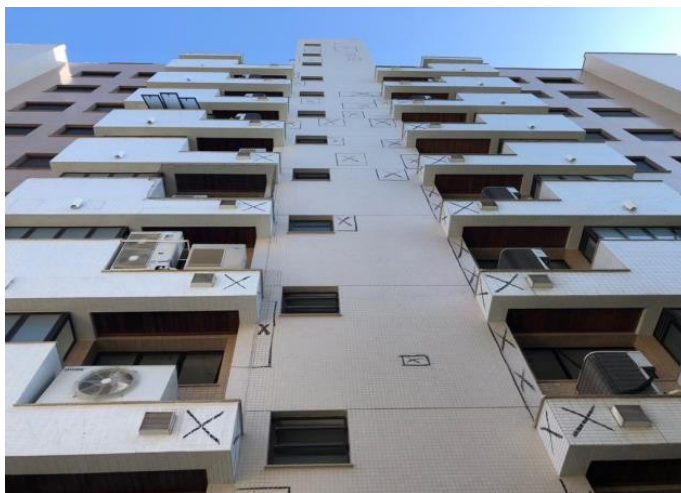
Figura 1. Mapeamento das áreas com a presença de som cavo – Fachada dos fundos.

Fonte: Os Autores.

Por fim, realizaram-se pranchas com a identificação completa dos descolamentos e as regiões ocas encontradas nas fachadas, conforme figura 2.
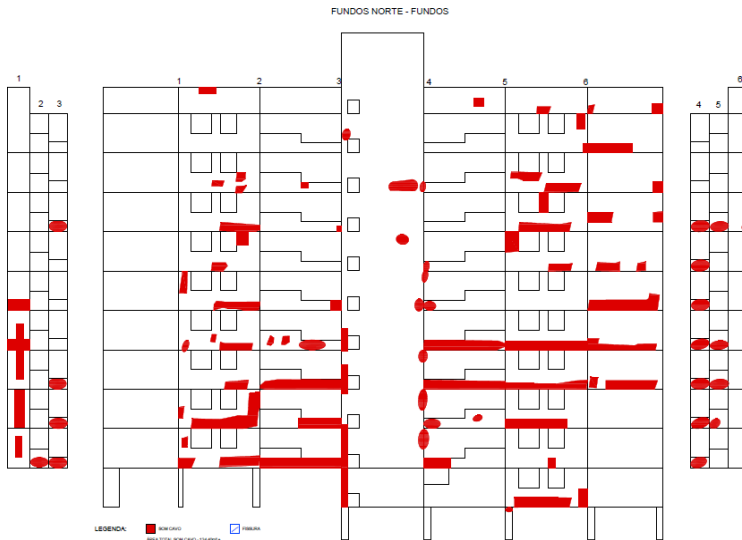
Figura 2. Prancha com a identificação dos descolamentos da Fachada do Fundos.

Fonte: Os Autores.

Observou-se que o som cavo foi predominante nas regiões dos elementos estruturais da edificação, e com ensaio de arrancamento confirmou-se falha de aderência do chapisco. As possíveis causas da falta de aderência do chapisco podem ser da aplicação do chapisco com a estrutura de concreto armado contaminada com poeira ou desmoldante, utilização do chapisco com o traço inadequado (excesso de água ou dosagem inadequada), bem como, cura inadequada do mesmo.

2.3 Injeções de resina epóxi

A fim de remover a presença do som cavo no revestimento, bem como aumentar a resistência de aderência à tração, realizou-se as injeções seguindo as seguintes etapas: realização dos furos de injeção; limpeza dos furos utilizando ar comprimido; injeção do flúor silicato; limpeza da superfície utilizando esponja, água e sabão neutro; injeção da resina epóxi (após a cura do flúor silicato de 24 horas).

Desta forma, iniciou-se o procedimento para realização dos furos de injeção utilizando uma furadeira no modo martelete, nos protótipos A, B e C utilizou-se uma broca de 5 mm de diâmetro, ja no protótipo D, utilizou-se broca de 4 mm de diâmetro. Os furos foram espaçados a cada 10 cm entre si nas juntas de assentamento da cerâmica, com inclinação de aproximadamente 45 graus para evitar o escorrimento da resina epóxi e foram realizados até que a base (concreto) fosse perfurada, independente da espessura do

emboço, a figura 3 mostra o detalhamento dos furos.
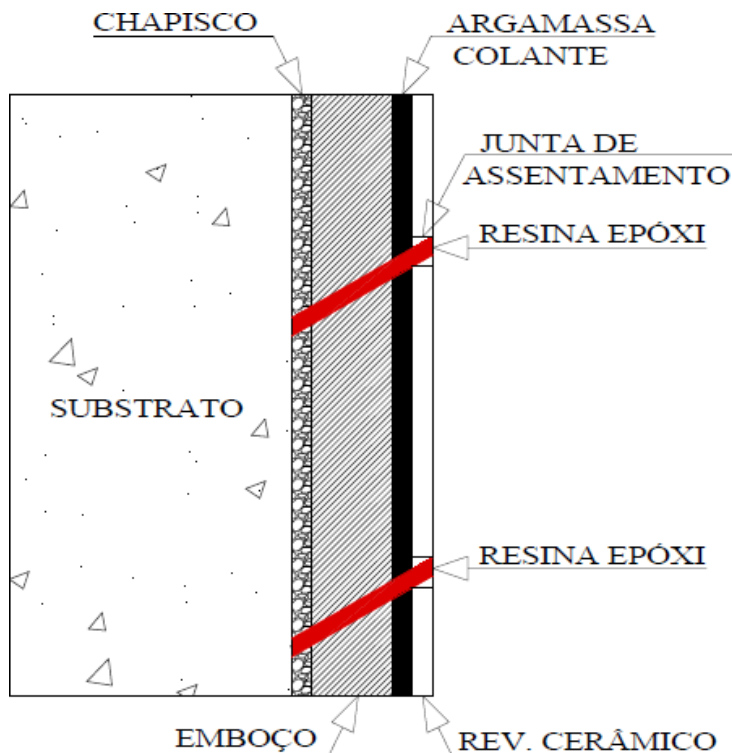
Figura 3. Detalhamento dos furos.

Fonte: Os Autores.

Logo após, efetuou-se a limpeza dos furos utilizando um compressor, composto por uma pistola com uma agulha acoplada em sua extremidade, injetando ar comprimido nos furos, fazendo com que toda a sujeira e pó fossem expelidos dos furos, conforme figura 4. Salientando que a etapa de limpeza e de fundamental importância pois não pode haver qualquer partícula retida no interior dos furos.

Figura 4. Limpeza dos furos utilizando ar comprimido.

Fonte: Os Autores.

Em seguida, injetou-se o flúor silicato, material responsável por endurecer a superfície, aumentando a impermeabilidade e resistência à abrasão, evitando, assim, a formação de pó. É importante realizar a limpeza do revestimento cerâmico após as injeções impossibilitando a formação de manchas na superfície.

Por fim, injetou-se a resina epóxi conforme figura 5, esta tem características tixotrópica e seu sistema injetável garante alta produtividade, evitando desperdício do material e tempo.

Figura 5. Injeções da resina epóxi.

Fonte: Os Autores.

Para análise dos resultados foram realizados testes de percussão, e em seguida foram extraídos 6 corpos de prova para cada protótipo, pois não havia espaço para extrair 12 corpos de prova, como recomenda a ABNT NBR 13528: 2019. O limite de resistência de aderência à tração, para revestimento em camada única para paredes externas, com acabamento de pintura ou base para reboco, aos 28 (vinte e oito) dias, deve, em pelo menos quatro dentre seis valores, ter resistência superior ou igual a 0,30MPa.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Ensaio de percussão

Todos os protótipos apresentaram bons resultados ao ensaio de percussão, removendo totalmente a presença de som cavo das amostras nos pontos de injeção.

3.2 Ensaio aderência à tração

Realizou-se teste de aderência à tração no protótipo A, observando ruptura predominante do tipo F, onde a ruptura acontece na interface argamassa/cola, com média de 0,31 MPa, conforme figura 6 e tabela 1.
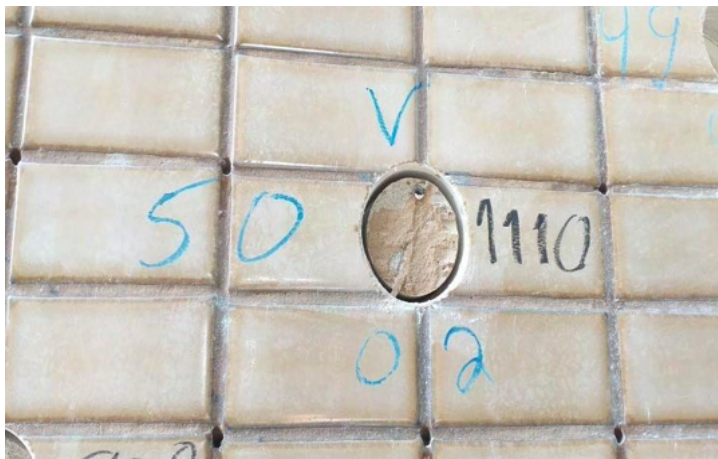
Figura 6. Ensaio de arrancamento protótipo A – Ruptura na interface argamassa/cola.

Fonte: Os Autores.

Identificação (Obra)	Área Efetiva	Carga de Ruptura	Aderência à tração	Espessura
(nº)	(mm²)	(N)	(MPa)	(mm)
1	1.924	830	**0,43**	48
2	1.924	1110	**0,58**	50
3	1.924	630	**0,33**	49
4	1.924	650	**0,34**	49
5	1.924	510	0,27	45
6	1.924	500	0,26	49

Tabela 1 Determinação da resistência de aderência à tração protótipo A

Sendo assim, os resultados obtidos no protótipo A foram satisfatórios, onde 4 corpos de prova obtiveram resistência de aderência à tração superiores a 0,30 MPa.

Realizou-se teste de aderência à tração no protótipo B, observando ruptura predominante do tipo B, onde a ruptura acontece na interface substrato/chapisco, com média de 0,40 MPa, conforme figura 7 e tabela 2.

Figura 7. Ensaio de arrancamento protótipo B – Ruptura na interface substrato/chapisco.

Fonte: Os Autores.

Identificação (Obra)	Área Efetiva	Carga de Ruptura	Aderência à tração	Espessura
(nº)	(mm²)	(N)	(MPa)	(mm)
1	1.924	290	0,15	28
2	1.924	2420	**1,26**	29
3	1.924	550	0,29	33
4	1.924	370	0,19	33
5	1.924	450	0,23	28
6	1.924	590	**0,31**	32

Tabela 2 Determinação da resistência de aderência à tração protótipo B.

Os resultados obtidos no protótipo B não foram satisfatórios, pois apenas 2 corposde prova obtiveram resistência de aderência à tração superiores a 0,30 MPa.

Realizou-se teste de aderência à tração no protótipo C, observando ruptura predominante do tipo E, onde a ruptura acontece no interior da argamassa de emboço, com média de 0,39 MPa, conforme figura 8 e tabela 3.

Figura 8. Ensaio de arrancamento protótipo C – Ruptura no interior da argamassa de emboço.

Fonte: Os Autores.

Identificação (Obra)	Área Efetiva	Carga de Ruptura	Aderência à tração	Espessura
(nº)	(mm²)	(N)	(MPa)	(mm)
1	1.924	690	**0,36**	31
2	1.924	730	**0,38**	35
3	1.924	780	**0,41**	37
4	1.924	290	0,15	33
5	1.924	610	**0,32**	35
6	1.924	780	**0,41**	40

Tabela 3 Determinação da resistência de aderência à tração protótipo C.

Os resultados obtidos no protótipo C foram satisfatórios, onde 5 corpos de prova obtiveram resistência de aderência à tração superiores a 0,30 MPa.

Realizou-se teste de aderência à tração no protótipo D, observando ruptura predominante do tipo E, onde a ruptura acontece no interior da argamassa de emboço, com média de 0,30 MPa, conforme figura 9 e tabela 4.

Figura 9. Ensaio de arrancamento protótipo D – Ruptura no interior da argamassa de emboço.

Fonte: Os Autores.

Identificação (Obra)	Área Efetiva	Carga de Ruptura	Aderência à tração	Espessura
(nº)	(mm²)	(N)	(MPa)	(mm)
1	1.924	1200	**0,62**	29
2	1.924	440	0,23	36
3	1.924	760	**0,39**	33
4	1.924	450	0,23	30
5	1.924	330	0,17	35
6	1.924	160	0,08	31

Tabela 4 Determinação da resistência de aderência à tração protótipo D.

Os resultados obtidos no protótipo D não foram satisfatórios, pois apenas 2 corposde prova obtiveram resistência de aderência à tração superiores a 0,30 MPa.

4 I CONCLUSÕES

Por meio deste trabalho, evidenciou-se que os protótipos A, B, C e D apresentarambons resultados ao ensaio de percussão, removendo totalmente a presença de som cavo das amostras nos pontos de injeção. Entretanto apenas, os protótipos A e C obtiveram valores de resistência de aderência à tração superiores ao estabelecido pela NBR 13528:2019.

Observou-se que a limpeza dos furos é de extrema importância, pois não pode haver sujeira ou pó retido no interior do furo, para que ocorra a correta formação do "prego" químico. Além disso, deve-se atentar para a especificação da resina epóxi quando aplicada em fachadas, pois alguns tipos, quando expostas ao calor, podem perder suas

propriedades, desta forma devem-se utilizar resinas próprias para tal uso.

É fundamental, antes de qualquer aplicação de resinas em revestimento de fachadas com a presença de som cavo, realizar um estudo detalhado das manifestações patológicas encontradas, bem como, suas origens, além de verificar a qualidade de todos os componentes do sistema de revestimento como: o chapisco, a argamassa de emboço ea argamassa de assentamento. Também deve-se fazer uma análise crítica e cirúrgica de qual interface do revestimento se encontra o trecho oco, que buscamos reconstituir, sendo que o procedimento é o mesmo para qualquer trecho, assim a técnica de injeções pode ser utilizada em todos os componentes/interfaces do revestimento, sendo: entre placas cerâmicas e argamassa colante; argamassa colante e substrato; nas interfaces entre cheias do emboço; na interface entre emboço e chapisco; entre o chapisco e a base.

Objetivando manter o desempenho do sistema de revestimento ao longo de sua vida útil, quando utilizado injeções de resina epóxi em revestimento de fachada, recomenda-se realizar inspeções visuais ou com a utilização de termografia, bem como, realizar testes de percussão, a cada dois anos, a fim de verificar a existência de som cavo, e se necessário realizar testes de arrancamento. Além de seguir com as manutenções recomendados pela construtora da edificação.

Por fim, a utilização de resina epóxi, a fim remover os trechos ocos do revestimento cerâmico de fachada, demonstrou ser uma boa alternativa quando o revestimento não apresentar desplacamento e quando a argamassa de emboço não apresentar baixa resistência superficial ou esfarelamento.

Assim esta técnica comprovou ser uma solução para tais problemas encontrados no revestimento de fachadas, evitando a sua substituição, além de ter maior viabilidade técnico-econômica.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer imensamente a equipe da MMC LAB pelo apoio fornecido.

REFERÊNCIAS

[1] DA SILVA, Eliseu Mezzomo. Manifestações Patológicas em Revestimentos: Análisee Terapia. 2016. 64 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

[2] FIGUEIREDO, Enio Jose Pazini. Terapia das Construções de Concreto: metodologiade avaliação de sistemas epóxi destinados à injeção de fissuras passivas das estruturas deconcreto. 1989. 168 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, UniversidadeFederal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1989.

[3] RAABE, Ana Luiza; GROFF, Cristine. Manifestações patológicas encontradas em revestimentos de fachadas: XV Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído. 2014. 7 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Maceió - Al, 2014. Cap. 1.

[4] SOUZA, Jéssica Siqueira de. Evolução da Degradação de Fachadas: efeito dos agentes de degradação e dos elementos constituintes. 2016. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental,Universidade de Brasília, Brasília, 2016.

[5] CORREA, Guilherme Alves. Método de correção de som cavo em fachadas com revestimento cerâmico por meio de injeções de resina epóxi. 2020. 103 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Universidade de Santa Cruzdo Sul, Santa Cruz do Sul, 2020.

[6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.ABNT.NBR 7200. Execução de paredes e tetos de argamassas inorgânicas – Procedimento da resistência deaderência à tração. Rio de Janeiro, 1998.

[7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.ABNT.NBR NBR 13279. Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

[8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.ABNT.NBR 13755 Revestimentos cerâmicos de fachadas e paredes externas com utilização de argamassa colante - Projeto, execução, inspeção e aceitação – Procedimento. Rio de Janeiro, 2017.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE COMPARATIVA TERMOACÚSTICA ENTRE O SISTEMA MONOLÍTICO COM PAINEL DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (EPS) E A ALVENARIA CONVENCIONAL

Data de aceite: 01/01/2022
Data de submissão: 25/10/2021

Pedro Afonso de Araújo Costa
Centro Universitário UNINOVAFAPI/AFYA
Teresina – PI
http://lattes.cnpq.br/8076377118546072

Felipe Daniel Bastos Lopes
Centro Universitário UNINOVAFAPI/AFYA
Teresina – PI
http://lattes.cnpq.br/4776215950049618

Marco Antônio de Moura Fortes
Centro Universitário UNINOVAFAPI/AFYA
Teresina – PI
http://lattes.cnpq.br/6697631552235255

Tiago de Macêdo Lima Moura Fé
Centro Universitário UNINOVAFAPI/AFYA
Teresina – PI
http://lattes.cnpq.br/7877199695200444

Renan Maycon Mendes Gomes
Centro Universitário UNINOVAFAPI/AFYA
Teresina – PI
http://lattes.cnpq.br/1928223353539278

RESUMO: As altas temperaturas da cidade Teresina-PI aliadas ao acentuado tráfego urgem a necessidade de um sistema mais moderno e mais benéfico à sociedade e ao meio ambiente, tendo em vista que no Brasil um dos métodos construtivos mais preponderantes e expressivos no que tange à geração de resíduos é o da alvenaria convencional. Dessa forma, empregou-se o sistema com painel de poliestireno expandido (EPS) como uma boa opção de permutação ao método de alvenaria convencional - comumente utilizado - e, dessa maneira, o artigo vigente almejou analisar e comparar essas problemáticas com a construção de dois protótipos, fazendo a utilização de cada um dos modelos citados, a fim de averiguar qual se sobressai no aspecto termoacústico. Nesse viés, investigou-se o conforto térmico durante um ciclo de 15 dias e o conforto acústico durante um dia completo, ambos em relação ao ambiente e a cada um dos protótipos, visto que para essas comparações, utilizou-se um sistema envolvendo tanto uma placa Arduíno quanto um decibelímetro. Logo, observou-se que o minimodelo com o sistema de painéis de poliestireno expandido (EPS) expôs resultados mais vantajosos e mais positivos relacionados à temperatura e à umidade, porém apresentou valores acústicos similares aos do modelo construído com alvenaria convencional, representando, assim, que ambos acusticamente são indiferentes.

PALAVRAS-CHAVE: conforto térmico; conforto acústico; protótipos; método de alvenaria convencional; sistema com painel de poliestireno expandido (EPS).

THERMOACOUSTIC COMPARATIVE ANALYSIS BETWEEN THE MONOLITHIC SYSTEM WITH AN EXPANDED POLYSTYRENE PANEL (EPS) AND THE CONVENTIONAL MASONRY

ABSTRACT: According to the high temperatures of the city Teresina-PI and the heavy traffic we need to analyze a more modern and beneficial

system for society and the environment considering that in Brazil one of the most prevalent construction methods and also generators of waste, is conventional masonry. Consequently, the system with expanded polystyrene (EPS) panel was used as a good option of permutation compared to the conventional masonry method commonly used and, in this way, the following work intends to analyze and compare these problems with the construction of two prototypes with each of the models mentioned, to find out which one stands out in the thermoacoustic aspect. Therefore, it was examined the thermal comfort during a 15-day cycle and the acoustic comfort for a full day, both correlated to the environment and each one of the prototypes, whereas these proportions were made with the use of a system involving an Arduino board and a decibel meter. On this view, it was observed that the mini-model with the expanded polystyrene (EPS) panel system exposed more favorable and positive results related to temperature and humidity, on the other hand, it presented similar acoustic values similar to the models built with conventional masonry, indicating that both are acoustically indifferent.
KEYWORDS: termal comfort; acoustic comfort; prototypes; conventional masonry method; systhem with expanded polystyrene (EPS).

1 I INTRODUÇÃO

A indústria da construção Civil (ICC) tem criado novos métodos que vêm sendo cada vez mais aprimorados. No entanto, de acordo com Bertoldi (2007), hodiernamente, no Brasil, os processos mais utilizados ainda são os convencionais, os quais são considerados atrasados não só em detrimento do tempo de execução que demandam, mas, também, dos materiais desperdiçados, do intenso uso de mão de obra no canteiro e do pouco reaproveitamento existente.

Diante desse panorama, é indubitável que não se busquem outras fontes e métodos construtivos mais eficientes no que diz respeito à geração de menos impactos, resíduos e entre outros fatores beneficentes à produtividade e ao conforto. Baseando-se nisso e averiguando-se a possibilidade de substituição da alvenaria convencional por algo mais inovador e que se adapte melhor as diferentes e intensas variações térmicas presentes no território brasileiro, escolheu- se como referência o sistema monolítico com painel de poliestireno expandido (EPS).

O método de EPS monolítico surgiu na Itália em 1980, porém, só chegou ao Brasil em 1990. O sistema, também conhecido como Monolite, a grosso modo, comporta-se como um sanduíche, pois possui um painel de isopor entre duas placas eletro soldadas de argamassa armada. Além disso, o novo método possibilita adaptações arquitetônicas que os convencionais não oferecem e possibilita uma melhor racionalização, leveza na estrutura, minimiza os desperdícios, reduz o tempo de execução da obra e melhora os ambientes com o conforto termoacústico proporcionado pelo poliestireno (Bertoldi, 2007).

Com a grande taxa de crescimento populacional, é cada vez mais comum se observar a frequente elevação da temperatura no planeta Terra. Além disso, a urbanização gerou uma poluição sonora que se encontra presente em grande parte do nosso cotidiano.

Dessa maneira, o conforto termoacústico é um fator bastante importante e relevante, visto que proporciona ao morador um caráter satisfatório em relação ao ambiente em que vive. Assim, Dias (2009) aponta que o grau de exigência do Homem em relação ao seu conforto e bem-estar é proporcional à evolução da humanidade.

Segundo Marreiros (2019), os dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) apontam que o estado do Piauí possui 8 cidades entre as 20 mais quentes do Brasil. Outrossim, na capital piauiense, local onde se passará o presente trabalho, as temperaturas médias anuais são de 30°C, entretanto, em alguns períodos chegam facilmente aos 40°C.

Diante desse cenário, buscando-se aderir a uma forma construtiva mais moderna e sustentável às regiões de climas elevados como, por exemplo, no estado do Piauí, o presente estudo visa mostrar se o método que utiliza o sistema monolítico com painel de poliestireno expandido (EPS) poderá trazer uma melhoria no conforto térmico e acústico das edificações na cidade de Teresina, visto que, em conformidade com as suas propriedades, o processo mostra-se mais qualificado e favorável à substituição do método convencional nesse local.

2 | MATERIAL E MÉTODOS

As fases do estudo foram feitas conforme o exibido na Figura 1.

Figura 1: Fluxograma das etapas.

A construção dos protótipos se iniciou com a obtenção dos materiais necessários como, por exemplo, o cimento, a areia, os blocos cerâmicos, o painel de poliestireno expandido e entre outros, que foram fornecidos pelo grupo Soferro, localizado na Avenida Joaquim Nelson, 1100 – Livramento, Teresina-PI. A aplicação do método teve iniciativa com a construção de dois protótipos com dimensões de 1,00 x 1,00 x 1,00 m, separados por

uma distância de dois metros e com uma abertura de 0,33 x 0,45 m em cada um deles, visto que um dos minimodelos foi feito com o método de alvenaria convencional e o outro com o sistema monolítico com painel de poliestireno expandido, como mostrado na Figura 2.

Figura 2: Processo de construção dos protótipos.

O processo executivo dos protótipos foi feito de maneira simultânea, uma vez que tinha uma equipe formada por três trabalhadores, o que facilitou o processo construtivo e o erguimento de maneira rápida dos dois minimodelos. Além disso, salienta-se que a execução de cada um dos sistemas obedeceu a todas as etapas construtivas que cada um dos métodos impõe, com a exceção da fundação, da utilização de fôrmas e dos acabamentos, haja vista que as dimensões dos protótipos não estabelecem a necessidade de elementos estruturais e só possuem a finalidade de estudo, o que não necessita de pintura e de outras instalações.

Os protótipos foram executados em um terreno pertencente ao grupo Soferro que tinha espaço suficiente à confecção dos minimodelos e que está localizado na Avenida Joaquim Nelson, 1100 – Livramento, Teresina-PI. Vale ressaltar que os procedimentos construtivos e os materiais das coberturas foram iguais para os dois protótipos, uma vez que se utilizaram telhas sanduíches, conforme o exposto na Figura 3. A escolha pelo formato cúbico e espaçoso dos protótipos foi feita com o intuito de simular as condições reais de uma residência no que diz respeito as características de ventilação e luminosidade, como ilustrado na Figura 4.

Figura 3: Processo construtivo das telhas sanduíche.

Figura 4: Protótipos com a execução completa.

Logo após o processo de construção dos protótipos, começou-se a etapa de verificação da temperatura e umidade. Desse modo, de maneira análoga ao processo construtivo dos minimodelos, antes de qualquer coisa, precisou-se adquirir os equipamentos necessários em um estabelecimento local. Em seguida, foi feito um sistema com a placa Arduíno que acabou sendo instalado nos protótipos, posicionando os sensores de umidade e temperatura dentro de cada um dos modelos de estudo e no meio em que estavam inseridos, totalizando, assim, 3 sensores, dos quais se dividem em: sensor 1 inserido no protótipo com o sistema de poliestireno expandido, sensor 2 inserto no ambiente e sensor

3 colocado no minimodelo de alvenaria convencional.

Na montagem do sistema colocado nos protótipos e no ambiente foram colocados eletrodutos e um suporte central com a finalidade de proteger os fios que faziam parte do sistema, uma vez que eram frágeis e não podiam ter contato com água, conforme exposto na Figura 5. Dessa maneira, notabiliza-se que a instalação feita nos protótipos e no ambiente contou com a associação entre uma placa Arduíno Mega 2560 R3, três sensores Dht22, um módulo Relé 2 canais 5V, um módulo Cartão Micro SD, um Real Time Clock RTC DS1307, uma Fonte Chaveada 12V, um Capacitor Eletrolítico 4700μF e um Display LCD 16 x 2, visto que, no final, conectou-se o sistema à rede elétrica.

Figura 5: Sistema instalado nos protótipos e no ambiente.

Portanto, o funcionamento do sistema instalado ocorreu com a utilização de dois programas, os quais tiveram as suas funções respectivas de configurar e armazenar os dados adquiridos sobre o estudo. Dessa forma, inicialmente, utilizou-se de comandos de programação para atribuir ao sistema a competência de recolher as informações durante 15 dias e a verificar a temperatura e umidade em intervalos de 10 minutos, conforme apresentado na Figura 6. Vale ressaltar que todos os dados medidos no intervalo programado eram captados pelo sensor e vistos na tela do Display LCD 16 x 2, como o apresentado na Figura 7.

Na sequência, aplicou-se um programa para coletar os dados medidos e, no final do ciclo, transportou-os para o Excel, em busca de interpretar e organizar os dados coletados. Além disso é importante comentar que as aferições com o sistema Arduíno não seguem nenhuma norma, no entanto, é uma programação segura, precisa e muito utilizada no meio científico com a finalidade da criação de sistemas que vão dos mais simples até os mais complexos.
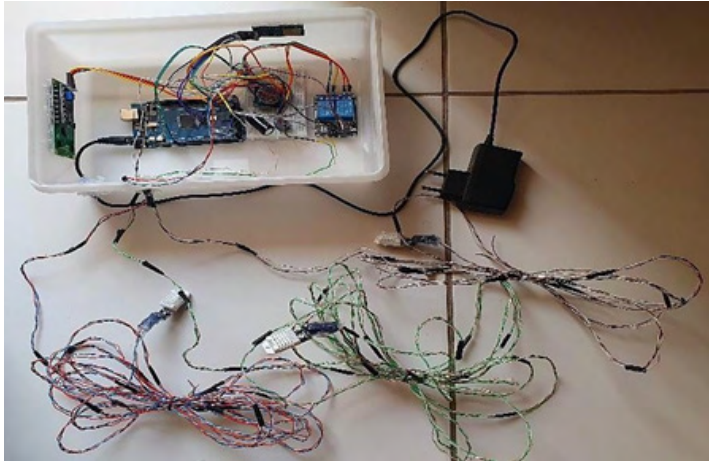
Figura 6: Sistema construído para realizar as aferições de temperatura e umidade.

Figura 7: Display que exibe os dados de temperaturas e umidades.

O processo de verificação do ruído foi efetuado após a aferição da temperatura. Assim, a análise do ruído contou com um medidor digital portátil 4 em 1 calibrado, com uma caixa JBL Flip 3 de 16 W de potência e com uma trena de 5 metros. Devido ao tamanho dos protótipos e visto que a maioria das normas de conforto acústico se convergem para testes direcionados a espaços habitáveis, o teste feito para o presente estudo não segue nenhuma norma. Salienta- se que o sonômetro utilizado conta com as funções de: higrômetro, decibelímetro, luxímetro e termômetro. Contudo, o presente artigo necessitou do instrumento apenas à análise de medição de nível sonoro, isto é, do uso do decibelímetro. A ferramenta utilizada pode ser melhor compreendida a partir da ilustração da Figura 8.

Figura 8: Medidor digital portátil 4 em 1.

O experimento baseou-se em medir o ruído que chegava no interior de cada protótipo de acordo com o distanciamento do mesmo para uma fonte de emissão de ruído. Dessa maneira, para ter uma melhor noção de variação entre os sistemas, foi realizada uma medição no próprio ambiente, para se ter uma noção do quanto chegava ao equipamento, haja vista que não tinha nenhum obstáculo à frente, ou seja, foram feitas análises em cada um dos protótipos e no ambiente que estavam inseridos, totalizando 3 análises distintas. O estudo feito padronizou as distâncias de 1, 2, 3, 4 e 5 metros para cada um dos meios, conforme mostrado na Figura 9. Vale destacar que as medições feitas foram fixadas com blocos de concreto presentes no local, uma vez que se media a metragem de face a face.

Figura 9: Distâncias padronizadas no estudo de ruído.

Diante disso, as últimas distâncias às medições dos ruídos no ambiente foram feitas de maneira análoga aos processos anteriores. Assim, após se concluir o processo de medições, começaram-se as aferições de ruídos com a utilização do medidor sonoro, conforme o exposto na Figura 10. Assim, todos os dados aferidos foram coletados conforme se tinha a mudança de posição da caixa emissora de som nos distanciamentos padronizados. Desse modo, o processo de verificação do ruído com o decibelímetro foi realizado de maneira semelhante para os dois protótipos e para o ambiente.

Figura 10: Medição do ruído no protótipo constituído pelo isopor.

Os dados foram coletados e analisaram-se os resultados. Primeiramente foram verificadas as aferições de temperaturas e umidade, visto que, em um ciclo de 15 dias que se iniciou no dia 08 de outubro de 2020 e terminou no dia 23 de outubro de 2020, captaram-se um total de 2141 dados de temperatura e 2141 dados de umidade. Logo após foram averiguadas as aferições acústicas que aconteceram em apenas um dia e foram feitos testes durante os turnos da manhã, tarde e noite do dia 31 de outubro de 2020, totalizando um espaço amostral de 540 dados. Posteriormente, de maneira separada, todos os resultados armazenados foram dispostos em planilhas do Excel® para verificá-los e interpretá-los, uma vez que foram feitas tabelas que separavam os dados por turno e, subsequentemente, geraram-se gráficos estatísticos para uma melhor decifração e correlação entre as informações.

Em seguida, separadamente, todos os valores organizados foram encaminhados para o programa GraphPad Prism 8.0.2 que é um programa científico que efetuou a análise de variância (ANOVA), levando em consideração o arranjo paramétrico das informações, com a finalidade de diferenciar se existiu variação ou não entre os dados identificados. Além disso, utilizou-se o mesmo programa para efetuar o teste de Tukey com o objetivo

de verificar a presença de regularidade entre os resultados e fornecer os valores mínimos, medianos, máximos, médios e de desvio padrão de cada protótipo.

3 I RESULTADOS E DISCUSSÃO

A análise de temperatura foi realizada após os 2141 dados serem submetidos aos estudos estatísticos feitos pelo teste de Tukey que informou estatisticamente os resultados mínimos, medianos e máximos. Dessa forma, a Gráfico 1 e a Tabela 1 ilustram as médias e desvios-padrão de todos os resultados obtidos no estudo.
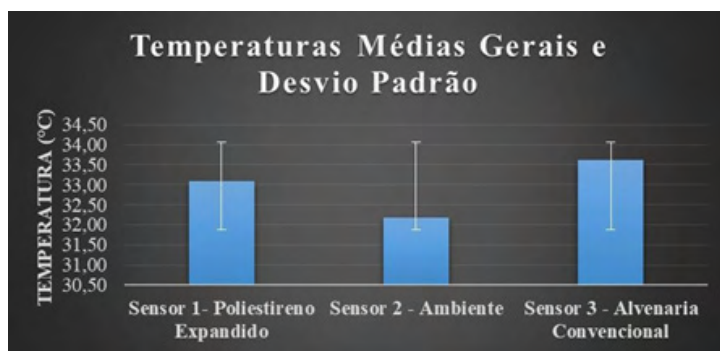
Gráfico 1: Temperaturas Médias Gerais e Desvio Padrão.

SENSORES	TEMPERATURAS MÉDIAS GERAIS	DESVIO PADRÃO
Sensor 1- Poliestireno Expandido	33,10	3,75
Sensor 2 - Ambiente	32,19	5,62
Sensor 3 - Alvenaria Convencional	33,62	4,18

Tabela 1: Temperaturas Médias Gerais e Desvio Padrão.

Interpretando os dados informados no Gráfico 1 e na Tabela 1, pode-se observar que, em média, os valores gerais do protótipo com sistema de poliestireno expandido (EPS) são 0,52°C menores que o minimodelo com alvenaria convencional. Além disso, observa-se que o minimodelo com EPS apresenta um desvio padrão entre os seus dados 0,43°C menor do que o protótipo com alvenaria convencional, isto é, o modelo com poliestireno expandido compreende uma menor amplitude térmica em seu interior, isso significa que a sensação térmica ambiente é melhor, o que comprova um melhor conforto térmico. Vale

ressaltar que ao analisar esses dados relacionados ao desvio padrão, podemos observar que não houveram interferências externas no sistema montado para essas aferições, posto que os valores são condizentes e atestam que as medições das temperaturas são precisas.

Até aqui podemos compreender que o EPS realmente impõe ao sistema construtivo características melhores que o bloco cerâmico ao sistema de alvenaria convencional. Visto que o isopor tem como uma de suas vantagens principais o conforto térmico e acústico, algo que está inteiramente ligado com as propriedades do material e que pôde ser visto melhor após todas as análises estatísticas descritivas feitas até então. Tendo isso em vista, salienta-se que para entender um pouco melhor sobre o significado dos resultados coletados, realizou-se o Teste de Tukey que, além de servir à análise descritiva, contribuiu diretamente na compreensão dos valores encontrados, como ilustrado na Tabela 2.

P VALUE	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001
Passed Normality Test (Alpha = 0,05)?	No	No	No
P Value Summary	****	****	****

Tabela 2: Teste de Tukey para Normalidade da Temperatura.

A Tabela 2 exibe que os dados são estatisticamente significativos, ou seja, eles possuem correlação entre si. Essa interpretação pode ser compreendida com o valor de P sendo inferior a 0,05, o que mostra que os valores encontrados não passaram no teste de normalidade, comprovando, assim, que estamos comparando valores muito significantes. Em outras palavras, significa que todos os dados variaram conforme o parâmetro método construtivo, isto é, o ambiente entre o isopor e a alvenaria está significantemente diferente e, principalmente, o isopor está estatisticamente diferente da alvenaria.

Além do Teste de Tukey, outra avaliação realizada e bastante importante se trata do Teste ANOVA que verificou os resultados de temperaturas coletados nos protótipos e no ambiente, conforme exibido na Tabela 3.

TUKEY'S MULTIPLE COMPARISONS TEST	MEAN DIFF,	95,00% CI OF DIFF,	SIGNIFICANT?	SUMMARY	ADJUSTED P VALUE
Isopor vs. Ambiente	1,078	0,9485 to 1,207	Yes	****	<0,0001
Isopor vs. Alvenaria	-0,3572	-0,3804 to -0,3339	Yes	****	<0,0001
Ambiente vs. Alvenaria	-1,435	-1,553 to -1,317	Yes	****	<0,0001

Tabela 3: Teste ANOVA da Temperatura.

O Teste ANOVA feito na Tabela 3 compara entre si as três variáveis que foram submetidas as aferições de temperatura. Primeiramente o teste confrontou os dados encontrados do sistema com Isopor em relação ao ambiente, logo após a análise feita foi entre os protótipos de EPS e alvenaria convencional e, por último, verificou-se o minimodelo de alvenaria em relação ao ambiente. Dessa maneira, a interpretação dessas análises foram que todas elas são extremamente significantes, uma vez que os dados não compreendem nenhuma correlação entre si, o que aponta que os ambientes estão em condições totalmente diferentes.

A análise de umidade foi exercida após os 2141 dados serem submetidos aos estudos estatísticos feitos pelo teste de Tukey que indicou estatisticamente os resultados mínimos, medianos e máximos. Dessa maneira, o Gráfico 2 e a Tabela 4 ilustram as médias e desvios-padrão de todos os resultados obtidos no estudo.
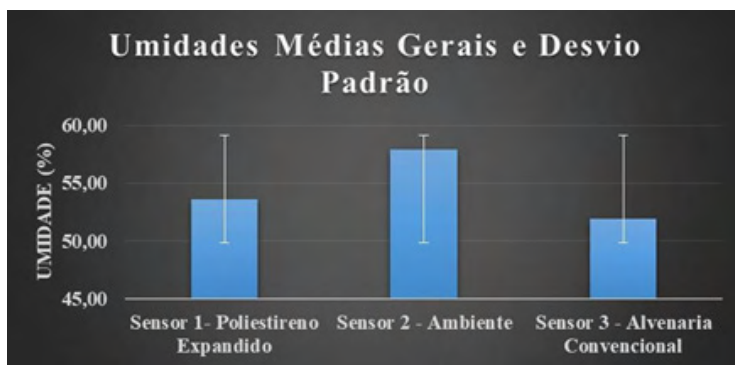
Gráfico 2: Umidades Médias Gerais e Desvio Padrão.

SENSORES	UMIDADES MÉDIAS GERAIS	DESVIO PADRÃO
Sensor 1- Poliestireno Expandido	53,61	13,35
Sensor 2 - Ambiente	57,91	19,67
Sensor 3 - Alvenaria Convencional	51,94	13,56

Tabela 4: Umidades Médias Gerais e Desvio Padrão.

O Gráfico 2 e a Tabela 4 exibem que, em média, os valores gerais do protótipo com o sistema contendo EPS são maiores que os resultados encontrados no minimodelo com alvenaria convencional em 1,67%. Outrossim, nota-se que o modelo construído com EPS apresenta um desvio padrão entre os seus dados 0,21% menor do que o outro modelo construído com alvenaria convencional, ou seja, o protótipo com poliestireno expandido apresenta uma menor variação de umidade em seu interior, isso expressa que em grande parte do dia a sensação de bem estar ambiente é melhor, principalmente em regiões muito quentes.

A série de análises estatísticas feitas até o momento mostraram que o sistema com EPS é mais eficiente do que o método de alvenaria convencional, no que diz respeito às análises de umidades. Diante disso, procurando-se compreender um pouco melhor sobre o significado dos dados adquiridos, realizou-se o Teste de Tukey que, além de servir à análise descritiva, cooperou diretamente no entendimento dos valores encontrados, como mostra a Tabela 5.

P VALUE	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001
Passed Normality Test (Alpha = 0,05)?	No	No	No
P Value Summary	****	****	****

Tabela 5: Teste de Tukey para Normalidade da Umidade.

A Tabela 5 relata que os dados são estatisticamente significativos, isto é, eles possuem correlação entre si. Nesse contexto, o valor de P estabelece que todos os valores que forem inferiores a 0,05 não passam no teste de normalidade, o que significa que estamos comparando dados significantes, visto que todos os dados de umidade foram menores que 0,05. Em outras palavras, revela-se que todos os valores variaram de acordo com o parâmetro método construtivo, ou seja, o ambiente entre o isopor e a alvenaria está significantemente diferente e, principalmente, o isopor está estatisticamente diferenciado da alvenaria.

Outra avaliação feita foi o Teste ANOVA que verificou os resultados coletados de umidades nos protótipos e no ambiente, de acordo com a Tabela 6.

TUKEY'S MULTIPLE COMPARISONS TEST	MEAN DIFF,	95,00% CI OF DIFF,	SIGNIFICANT?	SUMMARY	ADJUSTED P VALUE
Isopor vs. Ambiente	-4,295	-4,680 to - 3,911	Yes	****	<0,0001
Isopor vs. Alvenaria	1,672	1,641 to 1,703	Yes	****	<0,0001
Ambiente vs. Alvenaria	5,967	5,595 to 6,339	Yes	****	<0,0001

Tabela 6: Teste ANOVA da Umidade.

O Teste ANOVA realizado na Tabela 6 confronta entre si as três variáveis que foram submetidas as aferições de umidade. Primeiramente o teste comparou os valores coletados do sistema com Isopor em relação ao ambiente e, em seguida, foi realizada uma verificação entre os protótipos de EPS e alvenaria convencional e, por último, confrontou-se o minimodelo de alvenaria em relação ao ambiente. Portanto, os resultados dessas comparações foram que todas elas são extremamente significantes, uma vez que os dados não possuem nenhuma ligação entre si, o que indica que os ambientes estão em condições totalmente diferentes.

A análise do ruído foi realizada após os 540 dados serem submetidos aos estudos estatísticos feitos pelo teste de Tukey que informou estatisticamente os resultados mínimos, medianos e máximos. Desse modo, o Gráfico 3 e a Tabela 6 ilustram as médias e desvios-padrão de todos os resultados obtidos no estudo.
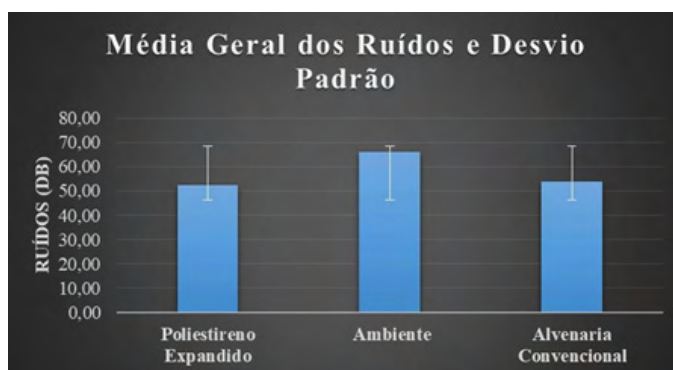
Gráfico 3: Média Geral dos Ruídos e Desvio Padrão.

LOCAIS	MÉDIA GERAL DOS RUÍDOS	DESVIO PADRÃO
Poliestireno Expandido	52,44	5,97
Ambiente	65,99	7,03
Alvenaria Convencional	53,90	6,67

Tabela 7: Média Geral dos Ruídos e Desvio Padrão.

Diante dos dados expostos pelo Gráfico 3 e pela Tabela 7, constata-se que, de modo geral, a captação sonora no interior do protótipo com o sistema de poliestireno expandido (EPS) foi 1,46 dB menor do que o minimodelo de alvenaria convencional e 13,55 dB menor comparado a medição no ambiente, visto que, por outro lado, o protótipo de alvenaria convencional deteve uma diferença em relação ao ambiente de 12,09 dB. Além disso, o Gráfico 3 e a Tabela 7 trazem os dados de desvio padrão, uma vez que comparados com o ambiente, o modelo com o sistema de isopor tem uma diferença menor em 1,06 dB, enquanto o protótipo com alvenaria convencional teve uma diferença menor em 0,36 dB.

Portanto, diante das mesmas comparações entre os dois protótipos, mas com o minimodelo contendo isopor apresentando resultados inferiores de captação de ruído comparado ao ambiente e um desvio padrão mais distante, o método composto pelo poliestireno expandido (EPS) apresenta uma superioridade acústica comparada ao de alvenaria convencional.

Somado a esses fatores, pode-se observar que foram feitas um conjunto de análises que envolveram valores mínimos, medianos, máximos, médios e de desvio padrão dos dados. Porém, tendo em vista um melhor compreendimento sobre os resultados coletados na presente pesquisa, realizou-se o Teste de Tukey à formulação dos dados e para mostrar a significância dos valores encontrados em relação a normalidade, como apresentado na Tabela 8.

P VALUE	< 0,0001	< 0,0001	< 0,0001
Passed Normality Test (Alpha = 0,05)?	No	No	No
P Value Summary	****	****	****

Tabela 8: Teste de Tukey para Normalidade do Ruído.

A Tabela 8 expõe que os dados são estatisticamente significativos, isto é, eles possuem correlação entre si. Essa interpretação pode ser compreendida com a partir do valor de P que sendo inferior a 0,05 mostra que os valores encontrados não passaram no teste de normalidade, desse modo as relações na Tabela 8 comprovam que o valores de ruídos aferidos são inferiores a 0,05, o que significa que estamos comparando valores muito significantes. Então, indica-se o ambiente entre o isopor e a alvenaria está significantemente diferente e, principalmente, o isopor está estatisticamente diferente da alvenaria.

Por último, realizou-se o Teste ANOVA que contribuiu com a compreensão dos dados coletados, visto que comparou os dados de ruídos aferidos nos protótipos e no ambiente. Salienta-se que para explicar de forma mais detalhada sobre como se interpretou cada situação, dividiu-se o Teste ANOVA por turnos como representados nas Tabelas 9,10 e 11.

TUKEY'S MULTIPLE COMPARISONS TEST	MEAN DIFF,	95,00% CI OF DIFF,	SIGNIFICANT?	SUMMARY	ADJUSTED P VALUE
Isopor vs. Ambiente	-16,61	-18,31 to -14,91	Yes	****	<0,0001
Isopor vs. Alvenaria	-1,497	-3,633 to 0,6386	No	ns	0,2133
Ambiente vs. Alvenaria	15,11	13,59 to 16,63	Yes	****	<0,0001

Tabela 9: Teste ANOVA do Ruído pela Manhã.

TUKEY'S MULTIPLE COMPARISONS TEST	MEAN DIFF,	95,00% CI OF DIFF,	SIGNIFICANT?	SUMMARY	ADJUSTED P VALUE
Isopor vs. Ambiente	-11,98	-13,77 to -10,18	Yes	****	<0,0001
Isopor vs. Alvenaria	-1,981	-3,779 to -0,1832	Yes	*	0,0271
Ambiente vs. Alvenaria	9,995	8,197 to 11,79	Yes	****	<0,0001

Tabela 10: Teste ANOVA do Ruído pela Tarde.

TUKEY'S MULTIPLE COMPARISONS TEST	MEAN DIFF,	95,00% CI OF DIFF,	SIGNIFICANT?	SUMMARY	ADJUSTED P VALUE
Isopor vs. Ambiente	-13,09	-14,40 to -11,79	Yes	****	<0,0001
Isopor vs. Alvenaria	-1,272	-2,578 to 0,03399	No	ns	0,0582
Ambiente vs. Alvenaria	11,82	10,51 to 13,13	Yes	****	<0,0001

Tabela 11: Teste ANOVA do Ruído pela Noite.

O Teste ANOVA feito na Tabela 9 exibe que, no turno da manhã, os valores entre os protótipos e o ambiente são significantes, no entanto aponta não ter uma diferença significante entre os modelos construtivos. Em seguida, o Teste feito na Tabela 10 está relacionado ao turno da tarde e está comparando os dados encontrados entre os sistemas construtivos e, também, entre cada um dos minimodelos e o ambiente, tendo como resposta que todas as comparações resultaram em dados extremamente significativos. Logo após, a Tabela 11 apresenta os valores noturnos, visto que apresentam resultados com a mesma interpretação dos dados da manhã presentes na Tabela 9. Desse modo, tendo em vista a repercussão dos valores expostos nas Tabelas 9 e 11, podemos supor que quando os valores sobem, a casa de isopor mantém o conforto acústico, mas para valores menores a diferença não é estatisticamente significante.

4 I CONCLUSÃO

Nessa perspectiva, o presente artigo apresentou uma divisão na análise dos seus resultados em três variáveis, sendo elas: temperatura, umidade e ruído. Assim sendo, os resultados e discussões mostraram que a maioria dos resultados envolvendo todas as variáveis do protótipo com isopor dispuseram de resultados mais positivos e vantajosos

comparados aos do minimodelo de alvenaria convencional. Além disso, destaca-se que os Testes de Tukey e ANOVA apontaram nas análises de temperatura e umidade que os dados coletados são extremamente significativos e que os ambientes possuem diferenças entre si.

Ainda nessa linha de raciocínio, os Testes de Tukey e ANOVA identificaram na análise detalhada de ruído que os dados entre os modelos construtivos não eram tão significantes pela manhã e pela noite, porém eram extremamente significativos pela tarde. Portanto, conclui-se que o sistema com painel de poliestireno expandido foi bem mais eficiente do que o modelo de alvenaria convencional em relação aos estudos de temperatura e umidade atribuindo, assim, melhor conforto térmico. Todavia, mesmo o protótipo com painéis de EPS tendo valores acústicos melhores do que os registrados no modelo de alvenaria convencional, cientificamente eles não foram significativos, o que aponta que acusticamente os dois sistemas são similares.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaríamos de agradecer a Deus por toda a força, saúde e disposição à realização do presente artigo. Em seguida, desejamos agradecer a toda a nossa família por ter nos fortalecido e acompanhado nessa longa trajetória. Do mais, ao grupo Soferro pela ajuda com os materiais e com o local à construção dos protótipos.

REFERÊNCIAS

BERTOLDI, R. H. **Caracterização de Sistema Construtivo com Vedações Constituídas por Argamassa Projetada Revestindo Núcleo Composto de Poliestireno Expandido e Telas de Aço: Dois Estudos de Caso em Florianópolis.** Dissertação (Pós- graduação e Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC. Florianópolis. 144p. 2007.

DIAS, **A. Avaliação das Condições de Conforto Térmico e Acústico de Salas de Aula em Escola de Tempo Integral – Estudo de Caso da Escola Padre Josimo em Palmas (TO).** Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-Graduação da Faculdade de Arquitetura e Urbanismo. Universidade de Brasília (Minter UnB/UFT). Brasília, 2009.

MARREIROS, L**. Bom Jesus, no Piauí, é considerada a cidade mais quente do país; outras 8 fazem parte da lista.** Matéria Feita ao Jornal G1 Piauí. Disponível em:<https://g1.globo.com/pi/piaui/noticia/2019/10/09/bom-jesus-no-piaui-e-considerada-a-cidade-mais- quente-do-pais-outras-8-fazem-parte-da-lista.ghtml>. Acesso em 02 de março de 2020.

CAPÍTULO 6

A IMPORTÂNCIA DA CALDA DE CIMENTO PARA INJEÇÃO NA PROTENSÃO DE PONTES: UM ESTUDO COMPARATIVO ENTRE NORMATIVOS NACIONAIS E INTERNACIONAIS DE CONTROLE DE QUALIDADE

Data de aceite: 01/01/2022

Paulo André Valadares
https://www.linkedin.com/in/pauloandrevaladares/

Fabio Albino de Souza

RESUMO: As normas técnicas apresentam como função padronizar medidas, processos executivos e de controle de qualidade. Sendo o seu uso no âmbito da engenharia cada vez mais necessário, tanto para padronizar processos de execução em projetos e obras, quanto para garantir segurança e confiabilidade a produtos. Desde o final do século XIX, quando se deu o primeiro registro intencional de utilização da protensão no concreto, as estruturas em concreto protendido vêm sendo implementadas na construção civil em uma grande quantidade de obras, sendo amplamente utilizada em diversas estruturas, destacando-se principalmente em pontes e viadutos. No entanto, uma falha em uma ponte pós-tensionada no Reino Unido em 1985, provocou uma revisão completa nos padrões e normas relacionados às estruturas pós-tensionadas. Deste modo, o trabalho proposto teve como objetivo estudar a temática da calda de cimento para injeção em pontes de estruturas de concreto protendido, através de um estudo comparativo de normatizações nacionais e internacionais relativas ao seu controle de qualidade. Sendo possível observar ao final da análise realizada entre as normas ABNT NBR 7681, DNIT 117/2009, ISO 12824, NP EN 445, NP EN 446, NP EN 447, AASHTO LRFD e PTI-M55.1 que, de modo geral, os documentos apresentam significativa concordância entre si. Havendo assim bastante similaridade em seus valores de referência. Sendo que as normas europeias e a ISO 12824:2012 utilizam valores de referência exatamente iguais; bem como as normas americanas AASHTO LRFD e PTI-M55.1, convergem, e também apresentam os mesmos valores de referência.

PALAVRAS-CHAVE: Calda de cimento; Concreto Protendido; Normatização.

INTRODUÇÃO

Observa-se que atualmente a protensão em estruturas de concreto é uma técnica utilizada para construir uma considerável quantidade de pontes e viadutos de concreto, sendo caracterizada pelo emprego de elementos estruturais de concreto armado comprimidos por cordoalhas tensionadas. Sendo ainda capaz de proporcionar uma melhora na resistência da estrutura e em seu comportamento, sob diversas condições de carga, viabilizando também, tecnicamente, projetos com vãos maiores entre pilares (BUCHAIM, 2007).

Segundo Pfeil (1984), a protensão aplicada ao concreto consiste em introduzir esforços que limitem as tensões de tração no concreto, limitando assim a abertura de fissuras e a ocorrência de deformações. Carvalho (2012, p. 13) expõe que o objetivo do concreto protendido é diminuir a fissuração do concreto

através da introdução de tensões normais de compressão em regiões onde, devido à outras ações, existam tensões de tração. De acordo com Cholfe e Bonilla (2015, p.2), o concreto protendido propicia um maior aproveitamento estrutural devido à, entre outros motivos, sua elevada capacidade de resistência, e por apresentar baixas deformações e melhores condições de durabilidade e uso.

Desde o final do século XIX, quando se deu o primeiro registro intencional de utilização da protensão no concreto, as estruturas em concreto protendido têm sido implementadas na construção civil em uma grande quantidade de obras, sendo amplamente utilizadas, destacando-se principalmente em pontes e viadutos. Entretanto, Wymer e Poser (2009) destacam que, após uma falha em uma ponte pós-tensionada no Reino Unido em 1985, foi preciso realizar uma revisão completa nos padrões e normas relacionados às estruturas pós-tensionadas.

Dito isto, e tendo em vista que o conjunto representativo de estruturas em concreto protendido é amplo, analisar a utilização e normatização deste tipo de estrutura passou a ser um assunto de importância. Sendo assim, o trabalho objetivou estudar a temática da calda de cimento para injeção, para protensão de pontes, através de um estudo descritivo de abordagem quanti-qualitativa e, por meio de uma pesquisa documental, uma análise comparativa entre normatizações nacionais e internacionais relativas ao controle de qualidade de caldas de cimento para injeção utilizadas em estruturas de concreto protendido, aplicáveis à construção de pontes.

Concreto protendido

Segundo Pfeil (1980) a protensão aplicada ao concreto consiste em introduzir esforços que limitem as tensões de tração no concreto, limitando a abertura de fissuras e incidência de deformações. Conforme a norma brasileira ABNT NBR 6118/2014, definem-se elementos de concreto protendido como sendo aqueles nos quais parte das armaduras é previamente alongada por equipamentos especiais de protensão, com a finalidade de, em condições de serviço, limitar a fissuração e as deformações da estrutura e propiciar o melhor aproveitamento de aços de alta resistência no estado limite último (ELU).

Ressalta-se também que a protensão permite um melhor aproveitamento das qualidades dos materiais empregados, ao possibilitar a elevação da resistência à compressão do concreto e da resistência à tração dos cabos de aço (PFEIL, 1984). Segundo apontam Verissimo e Cesar Júnior (1998), a classificação de uma estrutura de concreto protendido está atrelada às características de seu projeto e construção. Podendo o concreto ser protendido por pré-tração ou pós-tração aderente ou não aderente. De modo que se utiliza a pós-tração especialmente em vigas de pontes, obras de arte e elementos de grandes dimensões.

De acordo com Pfeil (1984), a pós-tração aderente é realizada após o endurecimento

do concreto, utilizando-se partes do próprio elemento estrutural como apoios, bem como colocando-se as armaduras de protensão em bainhas, que, por sua vez, são posicionadas antes da concretagem da peça. Após a protensão das armaduras, as bainhas são preenchidas através da injeção de calda de cimento, conferindo assim a aderência das armaduras ao concreto.

Segundo publicado em catálogo da empresa Rudloff (2012), utilizar uma estrutura de concreto protendido significa fazer uso de uma tecnologia inteligente, eficaz e duradoura. Sendo esta tecnologia inteligente devido ao fato de utilizar o máximo da capacidade do aço e do concreto, gerando assim, estruturas mais econômicas; eficazes devido à sua superioridade técnica sobre soluções convencionais que proporcionam estruturas seguras e confortáveis e; duradouras, porque possibilitam uma vida útil longa aos seus elementos.

Carvalho (2012) comenta que, dentre as vantagens advindas da utilização da protensão encontram-se o controle e a redução de deformações e da fissuração, um ótimo custo-benefício, a possibilidade de uso em ambientes agressivos, e a possibilidade de aplicação em peças pré-fabricadas, na recuperação e reforço de estruturas. Sendo ainda apontado pelo autor que, como resultado positivo da protensão, em muitos casos, suas estruturas têm uma baixa ou nenhuma necessidade de manutenção ao longo de sua vida útil.

Por outro lado, dentre as desvantagens que podem ser relacionadas, encontram-se a demanda por uma mão de obra especializada, a necessidade de um maior controle de qualidade do concreto, a exigência de cuidados especiais, de modo a prevenir corrosões nos aços de alta resistência e, uma colocação mais precisa dos cabos de protensão, de modo a garantir as posições admitidas nos cálculos (CARVALHO, 2012).

Calda de cimento para injeção em estruturas de concreto protendido

De acordo com Verissimo e Cesar Júnior (1998), a calda de cimento para injeção constitui uma suspensão de cimento em água, com ou sem adjuvantes, que tem como função proporcionar a aderência posterior da armadura de protensão com o concreto, e a proteção da armadura ativa contra corrosão. Sendo assim, um importante componente de todas as estruturas de concreto protendido com aderência posterior.

Conforme apontado por Cholfe e Bonilla (2015) em trabalhos de injeção, a calda de cimento, além de proteger a armadura, também transfere esforços entre cordoalha e concreto ao longo do elemento. Sendo inserida dentro de bainhas metálicas, que são posicionadas ao longo do elemento até seu total preenchimento.

Dentre seus objetivos principais estão o preenchimento completo do espaço existente entre a bainha e as armaduras de pré-esforço, de modo a proteger a armadura de corrosões, e o estabelecimento da aderência entre as armaduras de pré-esforço e a bainha, consequentemente, com o concreto envolvente.

O estabelecimento da aderência proporciona uma distribuição mais uniforme de eventuais fissuras e melhora a resistência à rotura das peças submetidas à flexão, evitando assim flutuações de tensão do aço nas ancoragens. Observa-se que, com o enchimento de toda a bainha com calda, o risco de congelamento da água aprisionada é evitado. Deste modo também, os cordões ou cabos de aço de pré-esforço, alojados em bainhas no interior do concreto, têm sua proteção assegurada, em parte pelo próprio concreto da peça e também pela injeção que deve encher totalmente as bainhas (HANAI, 2005).

Segundo Leonhardt (1983), para desempenhar convenientemente seu papel, é necessário que a calda de injeção respeite certas condições e reúna algumas características específicas. Devendo assim, em atenção à facilidade de colocação na obra, apresentar uma boa injetabilidade, com fluidez suficiente para facilmente penetrar nas bainhas e envolver as armaduras.

Em atenção à estabilidade da mistura espera-se, por exemplo, que não haja separação das duas fases e que a retração seja baixa (caso exista), sendo a estabilidade da calda avaliada pela exsudação e pela variação de volume. Ademais, a calda deve ainda apresentar resistência mecânica adequada, de modo a assegurar a aderência entre as armaduras de pré-esforço e o cimento que envolve a bainha.

Ao abordar a fase de execução da injeção, Carvalho (2012) aponta que a aplicação da protensão pode demandar uma maior complexidade na montagem das formas, sendo para tanto, necessária uma mão de obra qualificada e a colocação de elementos específicos, como bainhas e cabos.

Destaca-se ainda, que a injeção das bainhas de pré-esforço não é a única utilização das caldas de cimento, sendo múltiplas as suas aplicações. De modo que as mesmas podem ser utilizadas para a injeção de solos, de rochas, e de concreto deteriorados com grandes vazios, entre outros (HANAI, 2005).

Normatizações sobre caldas de cimento para injeção em estruturas de concreto protendido

Por muitos anos, poucos foram os registros ao redor do mundo de regulamentações específicas sobre caldas de cimento para injeção, principalmente no que diz respeito às suas características e aplicações. Neste sentido, de acordo com o que apontam Wymer e Poser (2009) e Lemos et. al. (2014), observa-se que a natureza dos códigos e diretrizes para caldas de cimento é bastante específica, e relacionada à localização geográfica e peculiaridades do mercado onde a obra acontece.

Conforme aponta Clark (2013), entre os anos de 1979 e 1992, o Comitê Permanente de Segurança Estrutural do Reino Unido (SCOSS) publicou relatórios anuais os quais apresentavam suspeitas de deficiências no processo de protensão de algumas estruturas. Consequentemente, em 1992, tais suspeitas levaram o Departamento de Transporte do

Reino Unido a proibir a prática da protensão em pontes. Tal proibição marcou o início de um processo que, ao longo de 20 anos, levou organismos nacionais e internacionais a realizarem diversas investigações e revisões em suas normas e procedimentos, para que fossem estabelecidas mudanças e melhores condições, e garantias de segurança e confiabilidade em estruturas pós-tensionadas.

Segundo inferem Lemos et al. (2014), durante muito tempo a regulamentação nacional e internacional sobre caldas de cimento foi escassa. No entanto, atualmente é possível localizar uma considerável quantidade de documentos, que se apresentam pormenorizados, não apenas em relação aos seus constituintes, e sua qualidade e conformidade, como também em relação às suas características, e aos ensaios necessários para a caracterização e controle de qualidade.

Assim, no presente estudo serão analisados aspectos relativos ao controle de qualidade das caldas de cimento para injeção, conforme disposto em 08 normatizações de concreto protendido aplicáveis à construção de pontes, sendo 02 brasileiras, 02 americanas, 03 europeias e 01 internacional, válida em múltiplos países, conforme exposto na tabela 1.

NORMA	PAÍS	TÍTULO
AASHTO LRFD	EUA	AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications
ABNT NBR 7681:2013	BRASIL	Calda de cimento para injeção
DNIT 117/2009 - ES	BRASIL	Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço
ISO 14824:2012	INTERNACIONAL	Grout for prestressing tendons
EN 445:2008	EUROPA	Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio.
EN 446:2008	EUROPA	Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Procedimentos de injeção.
EN 447:2008	EUROPA	Caldas de injeção para armaduras de pré-esforço. Requisitos básicos.
PTI - M55.1:2012	EUA	Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures

Tabela 1 - Normatizações sobre calda de cimento.

Fonte: elaboração própria (2019).

As normas brasileiras analisadas foram a ABNT NBR 7681:2013, que estabelece os requisitos e respectivos métodos de ensaio para calda de cimento Portland, a ser empregada no preenchimento de bainhas e dutos de armaduras de protensão de peças de concreto protendido. E a norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, DNIT 117/2009 – ES, que define a sistemática empregada na execução e recebimento de concretos, argamassas e caldas de cimento para injeção, em obras de construção de pontes e viadutos rodoviários de concreto armado e de concreto protendido.

A normatização americana analisada é composta pela AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications que traz o código geral de construção para pontes e outras estruturas de rodovias nos Estados Unidos, e foi elaborada pelo American Association of State Highway and Transportation Officials. E pela PTI - M55.1:2012 - Specification for Grouting of Post-Tensioned Structures, publicada pelo Post-Tensioning Institute (PTI), e que descreve especificações para injeção da calda de cimento em estruturas pós-tensionadas, incluindo pontes, estruturas de contenção e edifícios.

A norma internacional ISO 14824:2012 - Grout for prestressing tendons, fornece requisitos básicos para a aprovação e execução da injeção da calda de cimento em estruturas de concreto protendido pós-tensionadas. Sendo estabelecida pela Organização Internacional de Normalização (ISO), que congrega os grêmios de padronização/ normalização de 162 países.

Foram analisadas ainda as normas europeias sobre caldas de injeção para armaduras de pré-esforço, EN 445:2008, EN 446:2008 e EN 447:2008, que estabelecem métodos de ensaios, procedimentos de injeção, e requisitos para as caldas de cimento. As mesmas foram elaboradas pelo Comitê Europeu de Normalização (CEN), e devem ser implementadas por organismos nacionais de normalização de aproximadamente 30 países europeus, entre eles Alemanha, França, Itália, Portugal, Reino Unido e Suíça. Sendo neste estudo utilizadas as versões portuguesas (NP EN 445, NP EN 446 e NP EN 447).

Sendo assim, cabe aqui ressaltar que apesar de todas as normatizações abordadas tratarem da temática da calda de cimento para injeção em estruturas de concreto protendido, ao realizar o comparativo entre elas, não se pode ignorar que existem certos aspectos, que diferem entre os países onde as normas são aplicadas, e influenciam diretamente na execução das obras relacionadas, como por exemplo, diferenças climáticas. Dito isto, destaca-se ainda que as análises, por este estudo realizadas, não buscam definir e/ou considerar um cenário de parâmetros únicos e aplicáveis de modo igual em todos os países.

Análise comparativa entre normas nacionais e internacionais

De modo a iniciar as análises, considerando-se aspectos relacionados à caracterização das caldas e aos seus componentes, bem como a existência de diferentes tipos de cimento, e suas distintas composições que fornecem ao concreto características variadas, como as relativas à trabalhabilidade, durabilidade, e resistência, registra-se primeiramente que, de modo geral, as normas estudadas indicam a utilização de cimento Portland para a composição de caldas de cimentos, conforme exposto na tabela 2.

Norma	Tipo de cimento indicado

Normas brasileiras	Portland CP I, CP I-S, CP V ARI, CP IV e CP II (com exceção do CP II-E), conforme exigido pelas normas ABNT NBR 5732, ABNT NBR 5733, ABNT NBR 5736 e ABNT NBR 11578
Normas americanas	Portland -Tipos I e II
ISO 14824	Cimento Portland ou qualquer outro tipo de cimento, que cumpra o padrão nacional do local de utilização da injeção
Normas europeias	Portland do tipo CEM I ou outro tipo que cumpra o padrão nacional do local de utilização da injeção

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Observa-se também, que todas as normas analisadas definem que a composição do cimento utilizado deve admitir o teor máximo de cloro, proveniente de cloretos, como sendo ≤ 0,10% e o teor máximo de enxofre, proveniente de sulfetos, como sendo ≤ 0,20%. Menciona-se ainda que, para a escolha do cimento a ser utilizado, devem-se considerar diferentes fatores, como por exemplo, a temperatura ambiente do local onde será construída a estrutura, e a possibilidade de exposição da mesma a ambientes desfavoráveis como meios agressivos sulfatados, como redes de esgotos, ambientes industriais e água do mar.

Em atenção à água destinada ao preparo da calda, tem-se que todas as normas definem que a mesma deve ser de fabricação recente, limpa, potável, apresentar pH entre 5,8 e 8,0, refrigerada a uma temperatura a partir de 4°C, e em temperatura ambiente máxima de 40°C no momento da aplicação. Quanto à relação água/cimento ou água/aglomerante, esta deve ser inferior ou igual a 0,45, respeitando os seguintes limites máximos de matéria orgânica como sendo iguais a 3mg/l (oxigênio consumido); de resíduo sólido de 5000 mg/l; de sulfatos de 300 mg/l (íons SO4); de cloretos de 500mg/l (íons Cl); e de açúcar de 500mg/l. Destaca-se que no Brasil a água utilizada deve, obrigatoriamente, obedecer aos requisitos estabelecidos pela norma ABNT NBR 15900-1, conforme exposto na tabela 3.

Água - limites máximos	
Água - pH	entre 5,8 e 8
Matéria orgânica	3 mg/l
Resíduos sólidos	5000 mg/l
Sulfatos	300 mg/l
Cloretos	500 mg/l
Açúcar	5 mg/l

Tabela 3 - Características da água conforme a norma ABNT NBR 15900-1.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Quanto à utilização de aditivos, tem-se que a definição do seu emprego (tipo, procedência e teor) deve ser precedida por ensaios em composições de calda com os cimentos disponíveis para aplicação, para a certificação de sua adequação e compatibilidade.

O aditivo deve ser homogêneo, isento de cloretos e halogenetos, podendo ser líquido ou sólido.

Em atenção ao preparo da calda e à ordem usual para introdução dos materiais na misturadora (salvo indicação diferente do fabricante do aditivo), tem-se, de modo geral, que de acordo com as normas analisadas, deve ser: 1º Água; 2º Aproximadamente 2/3 do cimento; 3º Aditivos e; 4º Restante do cimento.

Quanto à dosagem dos materiais, a mesma deve ocorrer no local da injeção. Em caso de caldas pré-doseadas, os materiais secos podem ser doseados na fábrica e misturados com os materiais líquidos no local da injeção. Todas as normas aqui analisadas definem que os materiais devem ser doseados em massa, com exceção da água de amassadura e dos adjuvantes líquidos, que podem ser doseados em volume. Devendo a exatidão do doseamento, em relação à quantidade especificada, ser de ±2% para cimento, adjuvantes e adições secas, e ±1% para água e adjuvantes líquidos.

Em atenção ao chamado respiro de injeção, destaca-se aqui, que segundo o catálogo da empresa Rudloff (2012), no mesmo podem ser utilizados purgadores de diâmetro externo de 25mm e/ou 15mm, bem como devem ser instalados tubos de respiro em pontos intermediários, sempre que a distância entre respiros for maior que 20mm, ou quando recomendado pelo projetista.

Os respiros devem ser munidos de dispositivos de fechamento rápido (registro ou dispositivos de fechamento por dobramento ou estrangulamento) nas ligações com a bomba de injeção, e em todos os respiros de saída. As tubulações dos respiros utilizados como purgadores, independente de seus pontos de fixação na bainha, e de saída externa na viga, devem ser dispostos de forma tal, que suas extremidades fiquem situadas acima do plano da face superior da viga.

Em atenção ao procedimento de injeção, destaca-se que, usualmente, utiliza-se a pressão numa faixa entre 0,3 a 0,8 MPa, sendo a pressão de 0,5 Mpa a mais apropriada. Tem-se ainda que, após o fechamento dos eventuais purgadores intermediários, e sucessivamente, do de saída, deve-se manter a calda com pressão de trabalho acrescida de 0,1MPa, por ao menos um minuto. Posteriormente, o respiro de injeção poderá então ser fechado, sem qualquer perda de nata na operação (RUDLOFF, 2012).

Considerando-se ainda os materiais e dispositivos necessários para o procedimento de protensão, tem-se, segundo Basso (2018), que além do concreto e do aço também são necessárias armaduras passivas e dispositivos de protensão como bainhas metálicas, que variam entre 0,1mm e 0,35mm, calda de cimento, espaçadores, ancoragens ativas e passivas emendas, cunhas, nichos de ancoragem, e macaco hidráulico, entre outros.

Sobre o controle de qualidade relativo à calda de injeção utilizada em estruturas de concreto protendido, tem-se que este se dá pela realização de ensaios, que objetivam avaliar sua fluidez, exsudação, expansão, resistência à compressão e vida útil. Devendo seus resultados apresentarem índices adequados aos requisitos estabelecidos em

normatizações específicas. Cabe aqui mencionar que existem diferentes tipos de métodos de ensaios para cada uma das propriedades analisadas, e para demonstrar este fato, apresenta-se a seguir a tabela 4 que elenca os principais métodos identificados nas normas aqui estudadas.

Propriedade	Método de ensaio
Fluidez	Método do cone
	Método de espalhamento
Exsudação	Induzida pela mecha
	Tubo inclinado
Expansão - Variação de volume	Induzida pela mecha
Resistência à compressão	Metades partidas dos prismas

Tabela 4 – Principais métodos de ensaio identificados nas normas analisadas.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Analisando-se então o requisito relativo ao índice de fluidez, tem-se que, de acordo com Nova (2017), a fluidez da calda depende da natureza e da finura do cimento, bem como do teor de água, e das adições eventuais, como os aditivos químicos. Considerando-se o método de ensaio do cone, são estabelecidos os limites admitidos para o tempo, em segundos(s), que 1.000cm3 de calda levam para escoar por um funil de Marsh. De modo que os valores máximos admitidos variam entre 12 e 30 segundos, e os valores mínimos são fixados entre 5 e 11 segundos, conforme exposto na tabela 5 a seguir.

Norma	Índice de Fluidez - valores limite	
	Imediatamente antes da injeção	Na saída da bainha
ABNT NBR 7681-2	≤ 12 segundos	≥ 8 segundos
AASHTO LRFD	≤ 30 segundos	≥ 11 segundos
DNIT 117/2009 - ES	≤ 18 segundos	≥ 8 segundos
ISO 14824:2012	≤ 25 segundos	≥ 10 segundos
NP EN 447	≤ 25 segundos	≥ 10 segundos
PTI - M55.1	≤ 30 segundos	≥ 5 segundos

Tabela 5 - Índices de fluidez de referência.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

As normas, com maiores limites máximos, imediatamente antes da injeção, fixados em 30 segundos por ambas, foram a AASHTO LRFD e a PTI-M55.1. Quanto ao limite

mínimo na saída da bainha, o mesmo foi estabelecido pela norma PTI-M55.1. Ressaltando-se que, entre determinações sucessivas do índice de fluidez, o recipiente deve permanecer tampado e a calda mantida em repouso, devendo ser homogeneizada imediatamente antes da realização do ensaio. Tem-se ainda que conforme a norma ABNT NBR NM ISO 3310-1, no ensaio deve ser utilizada peneira com abertura de malha de 2,36mm.

De acordo com o exposto por Carvalho (2012), recomenda-se que a consistência da calda seja a máxima compatível com a injetabilidade. Nota-se ainda, que ao aumentar a fluidez, aumentam-se também os seguintes fenômenos:

• Exsudação da água, com perigo de corrosão das armaduras e do seu eventual congelamento;

• Diminuição de volume de pasta de cimento, com perigo de corrosão nos pontos altos do traçado dos cabos;

• Diminuição da resistência, com perigo para a aderência;

• Maior penetrabilidade da calda;

• Menor probabilidade de entupimento da injeção com a formação de tampões.

Em atenção ao requisito de vida útil da calda de cimento, observa-se que os valores normatizados, apresentados na tabela 6, estabelecem a mesma por meio de índices de fluidez que variam entre 12 e 30 segundos, durante o período de 30 minutos, após a conclusão da mistura. Sendo observado que a norma ABNT NBR 7681-2 estabelece o índice mais baixo, e as normas AASHTO LRFD e PTI-M55.1 os mais altos.

Norma	**Vida útil - limite mínimo de Índice de fluidez admitido durante o período de 30 minutos, após a conclusão da mistura.**
ABNT NBR 7681-2	≤ 12 segundos
AASHTO LRFD	≤ 30 segundos
DNIT 117/2009 - ES	≤ 25 segundos
ISO 14824:2012	≤ 25 segundos
NP EN 445	≤ 25 segundos
PTI - M55.1	≤ 30 segundos

Tabela 6 - Vida útil da calda durante 30 minutos após a conclusão da mistura.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Em atenção ao requisito de exsudação, as normas apontam que a água exsudada admitida deve apresentar valor máximo entre 0% e 2% do volume inicial da calda, medida por 2h ou 3h após a mistura, conforme apresentado na tabela 7. Este ensaio consiste em medir a quantidade de água que reflui à superfície de uma calda que foi deixada em repouso, tendo sido impedida qualquer evaporação. A exsudação das caldas deve ser

suficientemente baixa para evitar a segregação e a sedimentação dos materiais (MOREIRA, 2003).

Norma	Exsudação - Valores máximos de água exsudada em relação ao volume inicial da calda	Tempo de medição após a mistura
ABNT NBR 7681-3	≤ 2% do volume inicial da calda	por 2h
AASHTO LRFD	≤ 0% do volume inicial da calda	por 3h
DNIT 117/2009 - ES	≤ 2% do volume inicial da calda	por 3h
ISO 14824:2012	≤ 0,3% do volume inicial da calda	por 3h
NP EN 447	≤ 0,3% do volume inicial da calda	por 3h
PTI - M55.1	≤ 0,0% do volume inicial da calda	por 3h

Tabela 7 - Valores indicados para Exsudação.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

De acordo com os normativos estudados, as caldas, até serem injetadas, devem ser mantidas em constante agitação para que não sofram processos de segregação e sedimentação, mantendo-se assim homogêneas e apresentando características uniformes. Uma forma de evitar este fenômeno é reduzir ao máximo o tempo que separam as etapas de preparação e injeção das caldas de cimento (MOREIRA, 2003).

Em relação ao requisito de expansão, as normas analisadas indicam, conforme exposto na tabela 8, que a água exsudada deve apresentar valor máximo entre -1% e 7% do volume inicial da calda, medida por 2h ou 3h após a mistura. Ressaltando-se que as normas EM 14824, EM 445 e PTI – M55.1 não indicam tempos para medição.

Norma	Expansão	Tempo de medição
ABNT NBR 7681-3	≤ 7%	por 2h após a mistura
AASHTO LRFD	≤ 2%	por 3h após a mistura
DNIT 117/2009 – ES	≤ 7%	por 3h após a mistura
EM 14824:2012	(-) 1% (retração) / + 5% (expansão)	-
NP EM 447	(-) 1% (retração) / + 5% (expansão)	-
PTI – M55.1	≤ 2% (máximo)	-

Tabela 8 – Expansão em relação ao volume inicial da calda.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Por seguinte, observa-se o requisito relacionado à resistência à compressão, que é expressa pela média aritmética das resistências individuais dos seis corpos de prova.

As resistências individuais que se afastarem dessa média, mais de 15%, são eliminadas, calculando-se uma nova média com os valores remanescentes. O resultado final é expresso em megapascals (MPa), com três algarismos significativos.

Assim, menciona-se que os ensaios relativos à resistência à compressão definem que a calda deve apresentar resistência à compressão axial superior ou igual, entre 25 MPa e 35 MPa, aos 28 dias de idade, de acordo com o apresentado na tabela 9. E entre 21 MPa e 27 MPa aos 07 dias de idade. Sendo a especificação do DNIT 117/2009 – ES o menor índice de resistência à compressão aos 28 dias. Observa-se ainda, que as normas brasileiras analisadas não estabelecem valores de referência para medição da resistência à compressão aos 7 dias de idade.

Norma	**Resistência – A calda deve apresentar resistência à compressão axial superior ou igual**	
	Aos 28 dias de idade	**Aos 7 dias de idade**
ABNT NBR 7681-4	Fcm ≥ 35 MPa	-
AASHTO LRFD	Fcm ≥ 35 MPa	Fcm ≥ 21 MPa
DNIT 117/2009 – ES	Fcm ≥ 25 MPa	-
EM 14824:2012	Fcm ≥ 30 MPa	Fcm ≥ 27 MPa
NP EM 445	Fcm ≥ 30 MPa	Fcm ≥ 27 MPa
PTI – M55.1	Fcm ≥ 35 MPa	Fcm ≥ 21 MPa

Tabela 9 – Resistência à compressão.

Fonte: elaboração própria com base nos dados da pesquisa (2019).

Com relação à inspeção dos materiais, esta deve ser efetuada com antecedência, de forma a assegurar que atendam aos requisitos estabelecidos. Devendo ocorrer nos locais de amostragem e nas frequências estabelecidas pela norma NBR 7681, conforme exposto na tabela 10.

Ensaio	Local de amostragem			Frequência
	Recipiente da estocagem	Entrada da bainha	Saída da bainha	
Fluidez	—	Sim	—	Uma vez em cada cabo
	—	—	Sim	Quantas vezes necessário em cada cabo
Vida útil	Sim	—	—	Uma vez no início do primeiro dia de trabalho, repetindo-se no máximo a cada 100 sacos de cimento consumidos por frente de trabalho e/ou a cada semana; e cada vez que mudar a composição e/ou condições de mistura e/ou materiais
Exsudação	Sim	—	—	
Expansão	Sim	—	—	
Resistência à compressão	Sim	—	—	

Tabela 10 – Local de amostragem e frequência das inspeções.

Fonte: ABNT NBR 7681-1 (2013).

Por fim, menciona-se que todos os documentos estudados apontam que os ensaios devem ser rigorosamente registrados através do relatório de ensaio. Devendo todos, além dos dados relativos à propriedade verificada, conter no mínimo, as seguintes informações: identificação da obra; local de aplicação e tipo do elemento estrutural; data e hora; responsável pelo ensaio; marca e tipo do cimento, aditivo, adição e procedência da água; traço em massa, com indicação da relação água/cimento ou água/aglomerante; tipo de misturador e; temperaturas (do ambiente, da água, dos aglomerantes e da calda).

CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao final da análise comparativa realizada entre as normas ABNT NBR 7681, DNIT 117/2009, ISO 12824, NP EN 445, NP EN 446, NP EN 447, AASHTO LRFD e PTI-M55.1, foi possível verificar que, de modo geral, os documentos apresentam significativa concordância entre si. Havendo assim bastante similaridade em seus valores de referência. Sendo observado que as normas europeias e a norma internacional ISO 12824:2012 utilizam valores de referência exatamente iguais, bem como as normas americanas AASHTO LRFD e PTI-M55.1, convergem, e apresentam valores de referência idênticos.

Em atenção às normas brasileiras, tem-se que em médias, as mesmas foram as normatizações que apresentaram menor rigorosidade. Destacando-se uma variação negativa na norma DNIT 117/2009, que se encontra bastante desatualizada, e que exige um índice de resistência à compressão considerado baixo, sendo este $F_{cm} \geq 25$ MPa aos 28 dias. Ressalta-se ainda, que devido a altos índices de corrosão nas cordoalhas, deve-se sempre após a protensão final realizar-se a injeção de calda de cimento.

Deve ser observado também, que tendo em vista as diversas opções de métodos construtivos possíveis de serem adotados, pode ocorrer uma pequena variação de tempo

para execução do procedimento de injeção, de modo que se faz imprescindível manter um diálogo diário com cada projetista, a fim de melhor controlar e executar o processo de protensão. Por fim, menciona-se a necessidade de atualização de padrões estabelecidos pela norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, recomendando-se ainda a adoção de valores mais rigorosos.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7681-1: Calda de cimento para injeção - Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 7681-2: Calda de cimento para injeção - Parte 2: Determinação do índice de fluidez e da vida útil — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 7681-3: Calda de cimento para injeção - Parte 3: Determinação dos índices de exsudação e expansão — Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 7681-4: Calda de cimento para injeção parte 4: Determinação da resistência à compressão – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.

_____. NBR 15900-1: Água para amassamento do concreto - Parte 1: Requisitos. Rio de Janeiro, 2009.

_____. NBR NM ISO 3310-1: Peneiras de ensaio – Requisitos técnicos e verificação. Parte 1 – Peneiras de ensaio com tela de tecido metálico. Rio de Janeiro, ABNT, 1997.

AASHTO, AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications. 7. ed. Washington/DC: AASHTO, 2014.

BASSO, F. Estudo de pontes com vigas I segmentadas pré-fabricadas de concreto protendido, utilizando o sistema de pré-tração e pós-tração. 195 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) - Universidade Federal de São Carlos. São Carlos, SP. 2018.

BUCHAIM, ROBERTO. Concreto protendido: tração axial, flexão simples e força cortante. 1º Edição, Ed. EDUEL, Londrina, 2007.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 117/2009 – ES – Pontes e viadutos rodoviários – Concretos, argamassas e calda de cimento para injeção - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: IPR, 2009.

CARVALHO, R. C. Estrutura em Concreto Protendido: Cálculo e Detalhamento. 1. ed. São Paulo: PINI, v.1, 2012.

CEN, *Comité Europeu de Normalização.* NP EN 445, Caldas de injecção para armaduras de pré-esforço. Métodos de ensaio. Norma portuguesa. 2008.

CEN, *Comité Europeu de Normalização.* NP EN 447, Caldas de Injecção para armaduras de pré-esforço. Especificações para caldas correntes. Norma portuguesa. 2008.

CEN, *Comité Europeu de Normalização.* NP EN 446 – Caldas de injecção para armaduras de pré-esforço – Procedimentos para injecção. Norma portuguesa. 2008.

CHOLFE, L.; BONILHA, L. Concreto protendido: Teoria e prática. São Paulo: Pini, 2015.

CLARK, G. M. Post-Tensioned Structures–Improved Standards Based on Lessons Learnt. In: Fédération Internationale Du Béton (fib) conference, Chennai. 2013.

HANAI, J. B. Fundamentos do concreto protendido. E-book de apoio para o Curso de Engenharia Civil. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2005.

ISO. International Organization for Standardization. ISO 14824-1, Grout for prestressing tendons — Part 1: Basic requirements. Geneva, Switzerland, 2012.

_____. International Organization for Standardization. ISO 14824-2, Grout for prestressing tendons — Part 2: Grouting procedures. Geneva, Switzerland, 2012.

_____. International Organization for Standardization. ISO 14824-3, Grout for prestressing tendons — Part 3: Test methods. Geneva, Switzerland, 2012.

LEMOS, C. & J., PEREIRA & J., LOURENÇO & Júlio, Eduardo. Caldas de Cimento. Aplicações, Composição e Caracterização. Construção Magazine, 2014.

LEONHARDT, F. Construção de Concreto: Concreto Protendido. Rio de Janeiro: Interciência, v. 5, 1983.

MOREIRA, Alberto M. V. T. Estudos sobre Caldas de Injecção das Bainhas de Pré-Esforço. Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil. Porto, Portugal, 2003.

NOVA, Silvia Juliana Sarmiento; DA SILVA, Maria Cecilia Amorim Teixeira. AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE DE PONTES EM CONCRETO PROTENDIDO SOB SOLICITAÇÕES NORMAIS. REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil, v. 13, n. 2, 2017.

PFEIL, W. Concreto Protendido, 1: Introdução. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A, 1984.

PFEIL, W. Concreto Protendido: Processos construtivos, perdas de protensão, sistemas estruturais. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A, 1980.

PTI, Post-Tensioning Institute. PTI M55.1-Specification for grouting of post-tensioned structures, 3rd edition, 2012.

RUDLOFF INDUSTRIAL LTDA. Concreto Protendido. São Paulo: Rudloff, 2012.

VERÍSSIMO, G. S.; CÉSAR JR, K. M. L. Concreto Protendido: Perdas de Protensão. Notas de Aula na disciplina de Concreto Protendido do curso de Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa. 4. ed. Viçosa, 1998.

WYMER, Paul; POSER, Marcel. State of the art grouting for post-tensioned structures. In: AUSTROADS BRIDGE CONFERENCE, 7TH, 2009, AUCKLAND, NEW ZEALAND. 2009.

CAPÍTULO 7

ESTADO DEL ARTE DE LA CONSTRUCCIÓN DE PUENTES DE HORMIGÓN CON CIMBRA AUTOLANZABLE – UN CASO PRÁCTICO

Data de aceite: 01/01/2022

Pedro Pacheco
Prof. Dr. Facultad de Ingeniería de la Universidad de Porto, CEO BERD S.A

Diogo Carvalho
Ingeniero de Estructuras, BERD S.A

Hugo Coelho
Ingeniero de Estructuras, BERD S.A

Pedro Borges
Ingeniero de Estructuras, BERD S.A

RESUMEN: Hasta la década pasada, la generalidad de los puentes con longitud de vano comprendida entre los 75 y 94 m se construía esencialmente con tablero metálico; por voladizos sucesivos (dovelas prefabricadas o hormigonadas in situ) o alternativamente mediante izaje del tablero de concreto integralmente prefabricado. En la década pasada, culminando un trabajo multidisciplinar de investigación y desarrollo, se empleó por la primera vez una cimbra autolanzable en la construcción de un puente con múltiplos vanos de 90m. En este artículo se presenta este proyecto pionero, incluyendo una descripción concisa del proceso constructivo y su influencia en el diseño del puente.

PALABRAS CLAVE: Construcción de puentes, cimbra autolanzable, grandes luces

STATE OF ART OF CONCRETE BRIDGE CONSTRUCTION WITH MOVABLE SCAFFODING SYSTEM – A PRACTICAL CASE

ABSTRACT: Until the last decade, most bridges with spans ranging from 75 to 94 m were mainly erected with steel decks, by free cantilever method (precast or in-situ) or by precast full-segment elevation method. In several countries worldwide, steel decks were and are still systematically adopted. In the past decade, in the sequence of a long-term R&D multidisciplinary project, a Movable Scaffolding System was applied for the first time for construction of a multi-span viaduct with 90m long spans. This paper describes this pioneer project, focusing the bridge construction method and its impact in the overall bridge design.

KEYWORDS: Bridge construction, movable scaffolding system, large spans

1 I INTRODUCCIÓN

La optimización del dimensionamiento de los tableros de puentes y viaductos presupone la elección de un método constructivo adecuado y la integración del proceso constructivo en la concepción y dimensionamiento del puente. Hasta la década pasada, la generalidad de los puentes con longitud de vano comprendida entre los 75 y los 94 m se construía esencialmente con tablero metálico; por voladizos sucesivos (dovelas prefabricadas o hormigonadas in situ) o alternativamente mediante izaje del tablero de concreto integralmente prefabricado.

En algunas publicaciones anteriores [1], se concluyó que la construcción de tableros de puentes con hormigonado in situ de vanos completos (vano a vano) es una metodología constructiva que permite una reducción muy expresiva de los momentos flectores en fase constructiva (en comparación con la metodología alternativa de construcción por voladizos sucesivos). Adicionalmente, se enumeran otras ventajas de la construcción vano a vano como sean la simplificación del proceso de control geométrico y la disminución de la relevancia de los efectos de la fluencia, entre otros.

Hasta el 2013, el estado de arte de este método constructivo estaba limitado a vanos máximos de 78m o incluso menos [2]. Uno de los aspectos críticos que había que superar para romper este límite estaba relacionado con el peso de las cimbras autolanzables de gran vano cuyo valor excesivo se presentaba como condicionante para el dimensionamiento del tablero, conduciendo a la obtención de soluciones poco económicas. Este ha sido el caso, por ejemplo, del puente sobre el valle Ahr, construido en Alemania en los años 70, con múltiplos vanos con 78m de luz y un vano singular con 106m de luz. Para su construcción se ha empleado una cimbra autolanzable cuyo peso rondaba las 2000 toneladas [3][4]. Aunque el desafío técnico tenga sido claramente superado en esta aplicación [5], la verdad es que en los 40 años que se siguieron, la construcción de vanos múltiplos con esta magnitud no ha sido replicada. Esto se ha debido, muy probablemente, al peso del equipo constructivo – posiblemente, la cimbra autolanzable ha sido condicionante para el dimensionamiento del puente, resultando en costes de materiales expresivos. Unos años después del término de la construcción, ha sido publicado un estudio en el cual se presentaron los indicadores económicos del proyecto, concluyendo que la utilización de una cimbra autolanzable no ha sido económicamente eficiente [3].

En el inicio del siglo, los autores empezaron un proyecto de investigación y desarrollo de largo plazo en el cual se analizó el potencial incremento de la eficiencia estructural de las cimbras autolanzables mediante incorporación de un sistema de pretensado activo (OPS) [6][7]. Como consecuencia directa del aumento de la eficiencia estructural, se comprobó la posibilidad de reducir el peso de y de aumentar el alcance de las cimbras autolanzables.

En el mismo período, se publicaron estudios sobre estadísticas de construcción y gastos de materiales asociados a distintos métodos constructivos [1][8], en los cuales se concluye que el método de construcción de tableros vano a vano con hormigonado in situ puede resultar en una reducción significativa de las cantidades de los materiales del puente, en comparación con otros métodos constructivos. Esta tendencia aumenta con incremento del vano, siendo destacada la posibilidad de una optimización relevante para vanos con luz superior a 70 m.

Con esta premisa, en 2011 los autores iniciaron el estudio de un concepto de cimbra autolanzable (M1) para alcanzar luces comprendidas entre 70 y 100m [9]. El M1 ha sido desarrollado entre 2011 y 2015, periodo en el cual se realizó la evaluación numérica y experimental de la solución [10][11]. En el mismo año del 2015, surgió la oportunidad de

aplicar la cimbra M1 a la construcción de 4 viaductos de la línea ferroviaria de alta velocidad en Turquía, con vanos de 90 m de longitud. Los estudios preliminares indicaban que el cambio del método constructivo - de la construcción por voladizos sucesivos (inicialmente prevista) para la construcción vano a vano - y las consecuentes modificaciones en el proyecto del puente, podrían posiblemente conducir a un ahorro de materiales muy expresivo (la previsión inicial apuntaba para un ahorro del orden de los 35%).

La modificación del proyecto sería finalmente aprobada. La cimbra autolanzable desarrollada para esta aplicación ha sido designada como M1-90-S (en el presente artículo de utilizará esta designación por facilidad de redacción y lectura).

El primero viaducto construido con el M1-90-S ha sido concluido en el 2018. Además del ahorro previsto en las cantidades de materiales del viaducto, la implementación ha sido bien sucedida desde el punto de vista de seguridad y productividad.

En el presente artículo se hace una descripción de este caso práctico.

2 I CASO PRÁCTICO – 4 VIADUCTOS DE LA LÍNEA FERROVIARIA DE ALTA VELOCIDAD (HSR) EN TURQUÍA

El presente caso práctico es relativo a la construcción de 4 viaductos (V7, V9, V10 y V15) inseridos en la ligación Ankara-Sivas de la línea HSR de Turquía. La extensión total de los viaductos es de 6.3km y el área de construcción es ligeramente superior a 79.000 m^2. El la Figura 1 se representa uno de los viaductos. Los 4 viaductos habían sido inicialmente diseñados para construcción por voladizos sucesivos – hormigonado in situ con carros de avance.
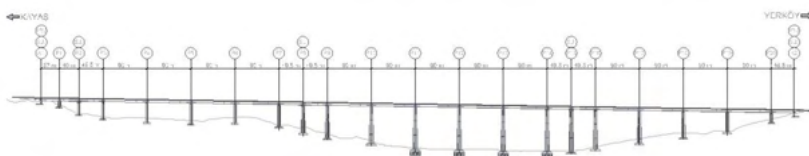
Figura 1. Alzado del viaducto V10 de la ligación Ankara-Sivas – línea HSR de Turquía

En la fase de concurso, se evaluó una solución alternativa con construcción vano a vano utilizando cimbra autolanzable. Como condición del concurso, ha sido obligatorio mantener el planteamiento de vanos inicialmente previsto. En la Tabla 1 se presenta la disposición de vanos de los 4 viaductos.

Viaducto	Vanos	Equipo
V7	6×42m	M55-S
	2×(49.5m+3×90m+49.5m)	M1-90-S
	18×45m	M55-S
V9	15×45m	M55-S
	2×(49.5m+3×90m+49.5m)	M1-90-S
	8×45m	M55-S
	50m	M55-S
V10	(46.5m+4×90m+49.5m)+ (49.5m+5×90m+49.5m)+ (49.5m+4×90m+49.5m)+ (40m+37m)	M1-90-S
V15	(3×40m)+ (49.5m+4×90m+49.5m)+ 2×(49.5m+3×90m+49.5m)+ (3×40m)	M1-90-S

Tabla 1. Disposición de vanos (V7, V9, V10 y V15).

La opción alternativa se basó en la utilización de 2 cimbras autolanzables en la construcción, conforme se presenta en la Tabla 1. En los viaductos V7 y V9 se utilizaría el M55-S para construcción de los vanos laterales y el M1-90-S para construcción de los vanos centrales que incluyen las luces de 90m. Los viaductos V10 y V15 serian exclusivamente construidos por el M1-90-S.

Mientras que el M55-S es una cimbra autolanzable convencional, con dimensiones y pesos standard, no había realizaciones de referencia que pudiesen comprobar pesos, acciones e interfaces del M1-90-S.

Como tal, ha sido necesario un desarrollo conjunto del proyecto de los viaductos y de la cimbra autolanzable, preestableciéndose un peso límite de 1500 toneladas para el M1-90-S para que el equipo no resultase condicionante para el diseño del tablero [10]. Los estudios seguidamente presentados no constituyen los elementos oficiales utilizados en la construcción, pero sí los elementos del estudio previo incluidos en el proceso concursal y que estuvieron en la basis de la elección del proceso constructivo.

La sección de tablero alternativa ha sido diseñada estableciendo su altura en 5.0 m (lo que corresponde a L/18, siendo L la luz máxima). En las Figuras 2 y 4 es posible observar la significativa reducción de altura del tablero en sección de pila, em comparación con el proyecto original (5.0 m versus 8.0 m).
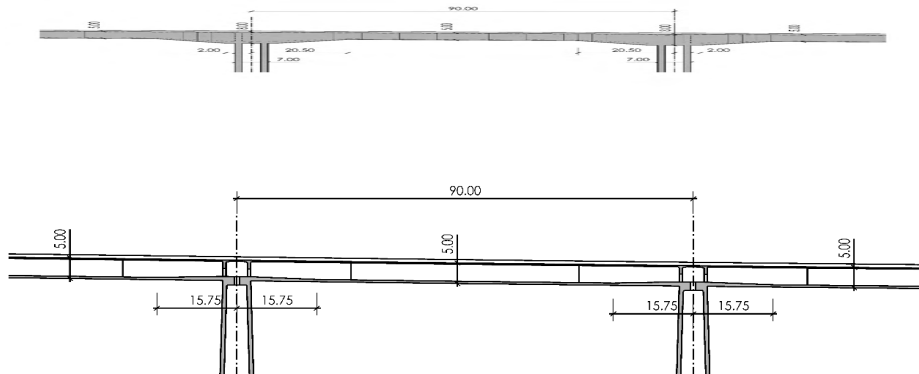
Figura 2. Alzado de un vano tipo de 90m – solución original de voladizos (en cima); alternativa vano a vano (abajo).

Figura 3. Sección transversal en medio vano– solución original (izquierda); solución alternativa (derecha).
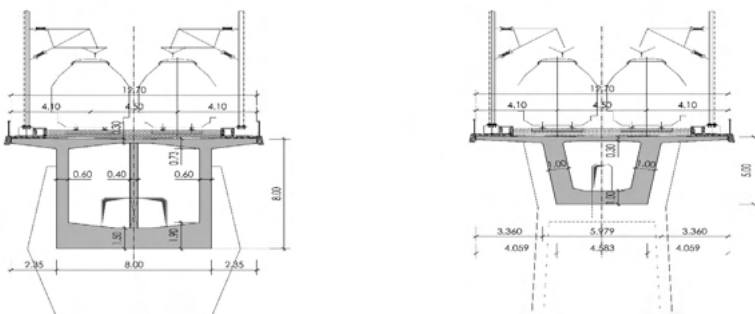
Figura 4. Sección transversal sobre la pila - solución original (izquierda); solución alternativa (derecha).

En la sección de medio vano – ver Figura 3 – la altura del tablero es la misma en las

2 soluciones, pero en la sección de pila – ver Figura 4 – más que la reducción de altura, en la solución alternativa se puede observar una reducción de área muy significativa. En la solución alternativa, la sección ha sido diseñada con 2 almas (versus 3 almas de la solución original).

En seguida se enumeran los factores con mayor contribución para la reducción de gastos con material de la solución alternativa con respecto a la solución original:

• Factor 1 – Es un dato documentado que las tensiones producidas en el proceso constructivo de un tablero construido por voladizos pueden superar significativamente las tensiones del mismo en la fase de servicio [12]. Este factor indicia una oportunidad para reducción de materiales simplemente con el cambio de método constructivo [1].

• Factor 2 – Relacionado con el Factor 1, es expectable una reducción del volumen de hormigón en los diafragmas y los blisters (sobre todo debido a la reducción del número de anclajes de pretensado y debido a la reducción de altura de la sección sobre pila).

• Factor 3 – Los factores 1 y 2 son referentes a la reducción del volumen de hormigón de la sección transversal. No obstante, pueden tener un impacto muy importante en los gastos de materiales de pilas y cimentaciones. La reducción de la masa del tablero tiene como consecuencia directa la reducción de la acción sísmica sobre pilas y cimentaciones.

• Factor 4 – Los factores 1, 2 y 3 contribuyen para la reducción de la rigidez de las pilas y cimentaciones y, dependiendo de la reducción de masa, contribuyen tendencialmente para la reducción de la frecuencia de los modos de vibración horizontales (transversal y longitudinal) – lo que potencia una disminución aún más significativa de la acción sísmica.

Cumplido el estudio previo de la solución alternativa, la previsión de ahorro de materiales en los viaductos – superior al 35% - ha sido presentada a las partes interesadas que han decido tomar la decisión de alterar el método constructivo – los viaductos V7, V9, V10 y V15 serian construidos con cimbra autolanzable.

3 I LA CIMBRA AUTOLANZABLE M1-90-S

3.1 Desafíos del proyecto

El diseño del M1-90-S ha sido pautado por algunos desafíos técnicos. Se enumeran en seguida algunos de los más relevantes:

• Efecto de escala. Necesidad de identificación de fenómenos de escala que pudiesen justificar un abordaje diferenciado en el análisis estructural.

• Limitación de peso del equipo. Para garantizar que el equipo no sería condicionante para el dimensionamiento del tablero, se impuso como límite un peso máximo desplazable de 1500 toneladas.

• Deflexión máxima. Se definió un límite de L/2000 para la deformación de la viga principal de la autocimbra. Planteando-se una construcción en 2 fases del tablero, este requisito de rigidez salvaguardaba el efecto colaborante del tablero de primera fase durante el hormigonado de la segunda fase.

• Rendimiento del equipo. Se definió como objetivo un ciclo de trabajo de 14 días [45m/semana] de manera a superar el rendimiento de 4 pares de carros de avance [30m/semana], considerando que cada carro de avance produciría un segmento de 3.8 m por semana (datos del constructor encuadrados con la práctica local).

• Estabilidad del equipo constructivo en frente a acciones horizontales. El área expuesta a la acción del viento, la sismicidad de la zona y el tiempo de movilización del equipo recomendaba un estudio detallado de las fuerzas horizontales y una concepción criteriosa de los apoyos del equipo. Los coeficientes de fuerza para la celosía y para el encofrado han sido determinados en un primer momento mediante aplicación de las normativas vigentes de referencia (EN1991-1-4, IAP-11) con las debidas adaptaciones. En una fase posterior, se hizo una validación de los coeficientes de fuerza mediante análisis con un modelo CFD, complementado por ensayos en túnel de viento (Figura 5).

Figura 5. Modelo reducido utilizado en los testes en túnel de viento.

3.2 Descripción de la solución

El M1-90-S es una cimbra autolanzable concebida específicamente para el hormigonado in situ de tableros de puentes y viaductos de gran vano (90 m). La estructura principal del M1-90-S es una celosía de acero de altura variable, con un cordón superior arqueado (tipo bow-string) cuyas deformaciones son controladas activamente por el sistema OPS en fase de hormigonado (ver Figura 6). El hormigonado de la sección transversal se divide en 2 fases: en la primera fase se hormigona la losa inferior y las almas de la sección transversal; en la segunda fase se hormigona la losa superior.

En la Figura 7 se representa el ciclo tipo idealizado.

Figura 6. Alzado de la cimbra autolanzable M1-90-S.

Tareas	Día 1	Día 2	Día 3		Día 4	Día 5	Día 6	Día 7	Día 8	Día 9	Día 10		Día 11	Día 12	Día 13	Día 14
			Día	Noche							Día	Noche				
Pretensado del tablero																
Abertura del Encofrado y Avance																
Cierre del Enfrado Exterior																
Colocación de acero (almas & losa inferior)																
Instalación de vainas y cables de pretensado																
Colocación del Encofrado Interior																
Hormigonado (primera fase)																
Desmontaje del Encofrado Interior																
Montaje del Encofrado de Losa Superior																
Colocación de acero de la losa superior																
Instalación de cables de pretensado																
Hormigonado (segunda fase)																
Cura del Hormigón																

Figura 7 Ciclo Tipo de la construcción de un vano de 90m.

Los componentes del M1-90-S son muy semejantes a los de una cimbra del mismo tipo de dimensiones medianas. En seguida se hace una caracterización muy sumaria de los componentes principales (Viga Principal, Estructuras Transversales, Pórticos de Apoyo).

Las Estructuras Transversales se suspenden de la Viga Principal e soportan los paneles de encofrado exterior.

En la fase de hormigonado de los vanos de 90m, la Viga Principal está apoyada adelante en el Pórtico de Pila (Figura 8) – colocado sobre un “dovela cero” construida con la pila - y atrás en un Pórtico de Hormigonado Trasero que apoya directamente sobre el tablero previamente construido – la distancia longitudinal entre los 2 apoyos es de 70m. Para el hormigonado de los vanos menores o iguales a 49.5m se añade un tercer apoyo para reducir tensiones y deformaciones producidas en el tablero por el proceso constructivo. En esta fase, el encofrado está colgado de la Viga Principal por barras roscadas de alta resistencia.
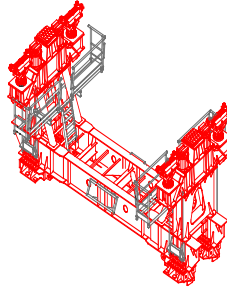
Figura 8. Representación 3D del Pórtico de Pila del M1-90-S.

Después de aplicado el pretensado en el tablero, se hace el movimiento de descenso de la cimbra autolanzable actuando gatos hidráulicos ubicados en los pórticos. Con el descenso, se descarga la Viga Principal del peso de hormigón del vano recién hecho.
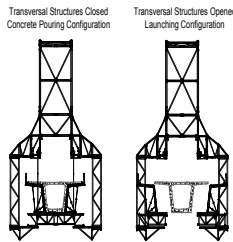
Figura 9. Sección transversal del M1-90-S: configuración de hormigonado (5zquierda) y configuración de avance (derecha).

Antes del avance, se desmontan las barras de suspensión del encofrado y se separan los paneles de encofrado con un movimiento de ripado transversal para garantizar que no ocurrirán colisiones con la pila durante el avance (ver Figura 9).

Para el avance de la cimbra, se añade un tercer apoyo – el Pórtico de Avance. Los 3 apoyos son movidos y relocalizados durante el avance de manera a limitar los esfuerzos en la cimbra autolanzable y las cargas transmitidas al tablero. Los Pórticos son elevados y trasladados con los medios propios de la cimbra autolanzable – en este aspecto, el M1-90-S es totalmente autónomo.
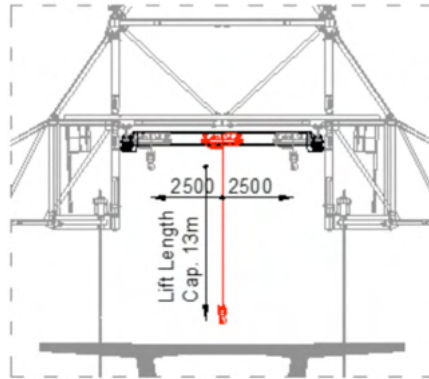
Figura 10. Representación de los puentes grúas del M1-90-S.

Figura 11. Transporte de un módulo de acero de refuerzo con los puentes grúas del M1-90-S.

Un aspecto particular con una gran influencia en la productividad es la integración de 2 puentes grúas (Figuras 10 y 11).

Además de auxiliar en las operaciones de elevación y traslado de los pórticos, los puentes grúas con una capacidad de elevación conjunta de 30 toneladas permiten el montaje de módulos de acero de refuerzo prefabricados de gran dimensión (hasta 12 m de longitud), lo que permite una gran industrialización del proceso. Con efecto, más del 80% del acero de refuerzo ha sido pre- montado en el parque.

4 I DATOS Y FACTOS

En las tablas siguientes se hace un resumen de los números y características más relevantes de este caso práctico. En la Tabla 2 se presenta el consumen final de materiales en los 4 viaductos y se hace una comparación con la solución inicialmente prevista [13]. A su vez, en la Tabla 3 se hace un resumen de las características técnicas más relevantes

de la cimbra autolanzable M1-90-S. En la Figura 12 se presenta una imagen del M1-90-S en operación.

Figura 12. Imagen del M1-90-S en fase operación.

Elemento Estructural	**Solución original (voladizos)**	**Soluccion ejecutada (vano a vano)**	**Optimización**
Cimentaciones			
Hormigón (macizos y pilotes)	332976 m³	146546 m³	56%
pilotes	34714 m³	27915 m³	20%
macizos	298262 m³	118631 m³	60%
Acero (macizos y pilotes)	48250 ton	25417 ton	47%
pilotes	8284 ton	5018 ton	39%
macizos	39966 ton	20939 ton	49%
Pilas			
Hormigón	126476 m³	67857 m³	46%
Acero	35115 ton	17637 ton	50%
Tablero			
Hormigón	117300 m³	81474 m³	29%
Acero	33076 ton	25202 ton	24%
Acero de pretensado	4617 ton	4288 ton	7%
Optimización global ponderada	[13]		39%

Tabla 2. Optimización del consumo de materiales – Línea HSR Ankara – Sivas – viaductos V7, V9, V10 y V15 [13].

Variable	Caracterización
Tipo	Cimbra superior
Vano máximo	90 m
Capacidad (peso médio del tablero)	35 ton/m
Deformación de la viga en medio-vano (hormigonado)	28 mm
Máxima inclinación longitudinal	+/- 5%
Maxima inclinación transversal	+/- 4%
Radio mínimo en planta	2500 m
Velocidad de viento admisible en hormigonado (rajada)	60 km/h
Velocidad de viento admisible en avance (rajada)	60 km/h
Sistema de locomocion	Cabrestantes eléctricos (tipo capstan)
Sistema de ripado transversal	Gatos hidráulicos
Sistema de elevación	Gatos hidráulicos
Sistema de abertura del encofrado	Husillo mecânico (leadscrew)
Peso en avance ("masa" viajante)	1300 ton
Ciclo corriente	14 dias
Mejor ciclo registrado	12 dias

Tabla 3. Características Técnicas del M1-90-S.

5 | CONCLUSIONES

Cada método constructivo tiene sus méritos y su campo de aplicación preferencial. El objetivo de este artículo no es hacer una comparación entre métodos constructivos, pero si presentar y divulgar un caso práctico en el cual se ha incrementando el campo de aplicación de un método constructivo con ventajas muy significativas.

El caso presentado demuestra que, en determinadas circunstancias, el método constructivo de tableros de puentes con cimbra autolanzable puede ser una opción eficiente para puentes y viaductos con múltiples vanos de 90 m. Aun que el artículo no lo discuta, es posible que la luz máxima para esta metodología constructiva se pueda aproximar de los 100 m en un futuro próximo.

El facto es que, en el caso práctico presentado, el ahorro con gastos de materiales de los viaductos rondó los 39 % y el cambio del método constructivo ha sido el factor determinante para alcanzar este resultado.

Además del impacto en los materiales, el caso práctico demuestra que la metodología constructiva vano a vano es una alternativa segura y con un potencial de productividad considerable.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean enderezar un sincero agradecimiento a los proyectistas, constructor y contratista principal que participaron en el proyecto, en particular a STRENG, KMG, KAPPA, DOGUS y, en especial, a TCDD que ha tomado la decisión de avanzar con la alteración de proceso constructivo, contribuyendo de esa forma para un importante avance en el estado de arte de los métodos de construcción de puentes.

Los autores desean agradecer también a los consultores especializados que han dado un soporte esencial para este proyecto, nombradamente el Prof. Alp Caner y el Prof. Murat Dicleli, por parte de la compañía YUKSEL PROJE.

REFERENCIAS

[1] M. Morim, Study on an In Situ Erected Prestressed Concrete Deck with 90m Span, masther's thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008. (in Portuguese)

[2] M. Rosignoli, Bridge Construction Equipment, ICE Publishing, London, United Kingdom, 2013.

[3] P. Matt, Status of Segmental Bridge Construction in Europe, PCI Journal V.28 No.3 (1983) 104-125.

[4] P. Misch, K. Stinlat, Spannbeton im Strassen-bruckenbau [Highway Concrete Deck], beton und Stahlbeton, V.77, 1978.

[5] L. Majewski, Das Vorschubgerust fur die Ahrtalbrucke Der Bauingineur [The Movable Scaffolding of the Ahr Valley Bridge], Springer-Verlag V.51 (1976) 25-28 (in German).

[6] P. Pacheco, A. Fonseca, Organic Prestressing, ASCE Journal of Structural Engineering (March 2001) 400-405 (March 2001).

[7] P. Pacheco, A. Guerra, P. Borges, H. Coelho, A scaffolding system strengthened with organic prestressing – the first of a new generation of structures, Structural Engineering International, Journal of IABSE 17(4) (2007) 314-321.

[8] D. Konstantinidis, A. Maravas, Egnatia Motorway concrete bridges statistics, Proc. 31st ASECAP Study and Information Days, Portoroz, Slovenia, 2003.

[9] P. Pacheco, H. Coelho, P. Borges, A. Guerra, Technical Challenges of Large Movable Scaffolding Systems, Structural Engineering International IABSE 21 (4) (2011) 450-455.

[10] P. Pacheco, Multi-span Large Decks – the Organic Prestressing Impact, Proc. Multi-Span Large Bridges, CRC Press, Porto, 103-124, 2015.

[11] A. Resende, H. Coelho, P. Pacheco, Preliminary assessment of wind actions in large span MSS, Proc. Multi-span Large Bridges, CRC Press, Porto, 655-662, 2015.

[12] G. Lucko, J. Garca, Constructability Considerations for Balanced Cantilever Construction, ASCE Journal of Structural Design and Construction Vol. 8 Issue 1 (2003) 47.

[13] P. Pacheco, P. Borges, H. Coelho H. (2018), Bridge engineering optimization opportunities through integrated solutions: design – constructive method, Proc. Istanbul Bridge Conference, Istanbul, 2018.

CAPÍTULO 8

MODELAGEM NUMÉRICA DE VIGAS DE EQUILÍBRIO VIA MÉTODO DE BIELAS E TIRANTES

Data de aceite: 01/01/2022
Data de submissão: 06/11/2021

Philipe Queiroz Rodrigues
Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo
Brasília, DF
http://lattes.cnpq.br/5641186141915307

João da Costa Pantoja
Universidade de Brasília, Faculdade de Arquitetura e Urbanismo
Brasília, DF
http://lattes.cnpq.br/6879105340639188

RESUMO: O método de bielas e tirantes tem se apresentado útil na resolução de problemas envolvendo regiões de descontinuidade (consolos, aberturas em vigas, viga Gerber) em concreto armado. Destas aplicações, vigas de equilíbrio com carga excêntrica apoiadas em estacas têm sido frequentes em projetos devido as edificações atingirem a divisa do terreno embora seus estudos não ocorram em mesma intensidade. Este trabalho visa modelar numericamente e comparar diversas topologias de bielas e tirantes para uma viga de equilíbrio sob mesmo carregamento através do programa CAST baseado nos dispositivos normativos nacionais. A interface gráfica do programa dispõe ao usuário a verificação de cada elemento da treliça. Contudo, nesta ferramenta não há geração automática da disposição ótima de bielas e tirantes, cabendo assim à experiência do projetista estrutural a escolha do modelo que mais se aproxima do comportamento da estrutura. Foram propostas, neste artigo, quatro modelos de treliças variadas para uma mesma viga com geometria e propriedades dos materiais constantes. Adotou-se como hipótese básica a mesma largura de biela para todos os modelos e escoamento da armadura antes do esmagamento da biela comprimida. São apresentados os resultados e comparados seus desempenhos e armadura requerida. A trajetória das cargas mobilizou diferentes elementos da treliça e, por vezes, tensões resistentes similares nas bielas comprimidas. Mediante análise dos resultados alcançados no CAST, obteve-se a topologia de treliça com desempenho satisfatório. Foram discutidas limitações e potencialidades do programa como otimização do cálculo pelo método de bielas e tirantes, possibilidade de verificação automática dos nós por análise simplificada e refinada além da didática da ferramenta para o ensino deste método.
PALAVRAS-CHAVE: Vigas de equilíbrio; método de bielas e tirantes; região de descontinuidades, topologia; concreto armado.

NUMERICAL MODELLING OF OVERHANGING BEAMS THROUGH STRUT-AND-TIE MODEL

ABSTRACT: The strut-and-tie model has been useful to solve problems involving D-regions (holes, dapped end beam) in reinforced concrete. On this approach, overhanging beams supported by pile foundation has been found frequently in building on the limit of land although its study does not follow the same intensity. This work

aims to compare the performance of some struts and tie topology for a beam under predefined load through CAST based on Brazil Codes. The tool allows users an iterative process verifying each truss element. Nevertheless, there isn't automatic optimum topology generation thus requiring an experience by the designer to choose the best model. It was proposed four varied layouts for a beam with constant geometric and materials properties. It was assumed as basic hypothesis the same width of strut for all models and tie yielding before crushing concrete strut. The results are presented comparing their reinforcement and limitations of layout. Some models reached equal maximum load working different members. The path of load took different elements of truss, and sometimes, near resistant stress. From the results, it was possible to define the beam with reasonable performance and their applicability in practical design. It was discussed the potentials of the program like teaching the strut-and-tie model and also automation in node verification.
KEYWORDS: strut-and-tie, topology, overhanging beams, reiforced concrete, D-regions.

1 I INTRODUÇÃO

Dada a crescente necessidade de pilares na divisa do terreno em edificações, tem-se empregado vigas de equilíbrio de modo a combater o momento gerado pela ação excêntrica (carga do pilar). O estudo de vigas de equilíbrio apoiadas em fundações em sapatas tem sido vasto, no entanto, diversos fatores podem impossibilitar ou inviabilizar o uso de fundações superficiais incorrendo, portanto, em fundações profundas. Neste caso recorre-se ao método de bielas e tirantes. A clássica analogia de treliça proposta por Rutter e Morsh derivou o modelo de bielas e tirantes – STM – (Strut-and-Tie Method) cujo uso estende-se a uma vasta gama de elementos estruturais. Esta generalização tornou-se notável desde SCHLAICH (1987), MARTI (1985a) que fundamentaram a análise do comportamento dos elementos nos estados limites, quer estado elástico, quer plástico. SILVA (1999) enuncia o citado modelo como representações discretas dos campos de tensão (compressão ou tensional de tração) dentro do elemento estrutural decorrente dos carregamentos atuantes e condições de contorno impostas. O modelo equivale simplificar a estrutura real por uma estrutura resistente na forma de treliça onde os elementos comprimidos são definidos bielas e os tracionados, tirantes (figura 1) (SOUZA, 2006). O local de interseção dos elementos bem como encontros de aplicação de cargas/reações são os nós. As principais aplicações estão no dimensionamento de regiões com descontinuidade como viga de equilíbrio, vigas-parede, ligação viga-pilar, blocos rígidos sobre estacas onde as hipóteses de Bernoulli não são válidas. SCHAFER E SCHLAICH (1998, 1991) quem propôs a divisão dos elementos estruturais em Região B (adoção das hipóteses de Bernoulli) e Região D (Descontinuidade) onde a teoria da viga não se aplica. As manifestações na região D podem ser geométricas; mudança abrupta de seção, aberturas em vigas ou estática (regiões próximas a carregamentos concentrados e reações) e sua extensão dado pelo princípio de Saint Venant's. O dimensionamento da região D mediante

os métodos convencionais empíricos pode levar a soluções inseguras ou inadequadas. O presente trabalho busca estudar diversos modelos de bielas e tirantes para uma viga de equilíbrio com propriedades geométricas e materiais constantes de modo a entender o seu comportamento em diferentes arranjos de treliças. A fim de facilitar e otimizar as comparações, a pesquisa utilizou a ferramenta computacional CAST (2000) baseado em análises elásticas matriciais.
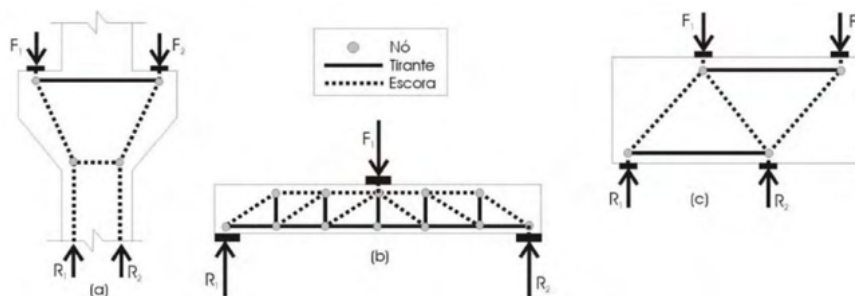
Figura 1 - Modelo de bielas e tirantes.

O STM é embasado no teorema do limite inferior que admite o seguinte: na existência de uma carga atuante, o campo de tensões intrínseco do elemento deve atender às condições de equilíbrio no interior e contorno (campo de forças) bem como o critério de resistência dos materiais satisfeito (campo dos materiais) a fim de se obter um limite inferior para a capacidade de materiais elasto-plásticos perfeitos (SANTOS, 2006). Desse modo, a carga atuante é inferior ou igual a carga de colapso da estrutura e o campo de tensões é dito estável e estaticamente admissível. No entanto, deve-se garantir que o esmagamento das bielas e regiões nodais não ocorra antes do escoamento dos tirantes.

A definição do modelo é função das forças atuantes e da geometria. SILVA (1999) aponta os aspectos:

- tipos de ações atuantes;
- ângulos entre bielas e tirantes;
- área de aplicação das ações e reações;
- quantidade de camadas da armadura;
- cobrimento da armadura.

Definido modelo, busca-se a determinação da trajetória das cargas dentro do elemento através do método do caminho das cargas. Trata-se de interpretar o caminho tal que a carga aplicada percorra o elemento e encontre uma reação ou carga que a equilibre. Análises elásticas também são possíveis pelo método dos elementos finitos. A literatura destaca que esta abordagem conduz a valores mais eficazes pois a carga de colapso da

estrutura é obtida, logo, o modelo atenderá tanto às condições de serviço (controle de fissuração) como ao estado limite último. Recomendações precisam ser seguidas:

• Os caminhos de carga devem ser alinhados e não podem se interceptar;

• Os centros de gravidade das bielas e as linhas de ação das forças carecem coincidir em cada nó;

• Cargas opostas necessitam seguir o menor caminho possível;

• Curvas no caminho de carga denotam concentração de tensão.

Logo, geometria idêntica não obstante com carregamentos distintos se têm modelagens diferentes.

Consoante SCHLAICH (1988) a força do concreto nos campos de compressão ou dentro dos nós depende de uma faixa de extensão no estado multiaxial de tensões. Este campo assume configuração segundo distribuição de tensão;

• Biela prismática; tem distribuição paralela sem distúrbios, não gera tensão transversal de tração.

• Biela leque; o campo de tensão é radial e as curvas, desprezíveis. A compressão transversal é favorável especialmente se agir em ambas as direções transversais como por exemplo em regiões confinadas (SCHAFËR, 1988).

• Biela garrafa; a distribuição de tensões é curvilínea com afunilamento da seção. Próximo às forças atuantes há aparecimento de tensões de compressão biaxial e triaxial. As tensões transversais de tração são confirmadas.

SOUZA (2006) expõe que as bielas em formato de garrafa e leque estão presentes em “regiões D” e com formato prismático, característicos de “regiões B” (figura 02).
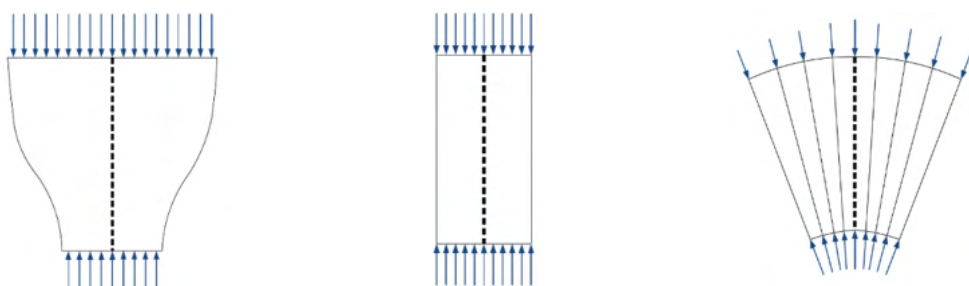
Figura 2 - Formato de bielas

SOUZA (2004) esgota as diversas recomendações de resistência em normas e autores renomados. A NBR 6118:2014 no item 22.3.2 dispõe as verificações para as bielas e regiões nodais;

• f_{cd1}: tensão resistente máxima no concreto em regiões sem tensão de tração transversal, havendo tensão de compressão naquela direção (biela leque ou

prismática) e nós CCC.

$$f_{cd1} = 0{,}85 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (1)$$

- f_{cd2} : tensão resistente máxima no concreto em regiões com tensão de tração, (biela tipo garrafa) e nós CTT e TTT (converge dois ou mais tirantes);

$$f_{cd2} = 0{,}60 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \text{ (tirantes)} \quad (2)$$

- f_{cd3} : tensão resistente máxima no concreto e nós CCT, convergindo um único tirante;

$$f_{cd3} = 0{,}72 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \quad (3)$$

α_{v2} : (1 f_{ck}- /250), f_{ck} em MPa (4)

Segundo SILVA (1999) nós refere-se a uma parcela de volume de concreto idealizada nos vértices das bielas comprimidas e/ou tirantes e também forças atuantes ou restrições de apoio. Na estrutura real este nó possui um comprimento e largura enquanto no modelo suposto significa um ponto de encontro e de mudanças bruscas na direção das forças. PANTOJA (2012) enfatiza a necessidade de uma verificação criteriosa das tensões instaladas, ancoragem das armaduras nesta região e resistência do concreto para o correto dimensionamento da região nodal. Abaixo convenção de nós empregada atualmente;

CCC – Nós em que todos os elementos convergentes são escoras;

CCT – Nós em que um dos elementos é tirante;

CTT – Nós em que dois ou mais elementos são tirantes;

TTT – Nós em que todos os elementos são tirantes.

O dimensionamento dos tirantes é efetuado tal qual usualmente; a força solicitante no estado limite último e a tensão de escoamento do aço;

$$A_s = \frac{F_{sd}}{f_{yd}} \quad (5)$$

SOUZA (2004) salienta a importância da ancoragem dos tirantes na região D dentro do modelo de bielas e tirantes. A armadura precisa desenvolver a tensão solicitada no apoio para que não ocorra a perda de ancoragem. Ainda segundo o autor, essa ancoragem é obtida mediante um volume de concreto no entorno da armadura de tirante. A fim da ancoragem ser efetiva e não suceder esmagamento da região nodal, prevê-se expressiva zona tracionada de tirante pela disposição vertical das barras em camadas. A ancoragem de barras tipo grampo é mais eficiente pois as forças no tirante se tornam em forças de compressão por detrás do nó incrementando ainda mais a resistência à compressão na região nodal. O uso de diâmetros menores ajuda na definição da geometria e resistência das regiões nodais, além da limitação das fissuras.

As vigas de equilíbrio, recorrentes em sapatas de divisa, tem função de absorver o momento gerado pela excentricidade dos pilares em relação ao centro da sapata, posicionados na divisa do terreno (figura 03). As referências sobre viga de equilíbrio aplicadas a bloco de concreto armado sobre estacas são limitadas. TANNO (2012) propõe um estudo analítico e numérico de blocos de concretos posicionados nas divisas de terrenos que permeia desde exemplos como BURKE (1979) E ANDRADE (1989) até análise numérica em regime elástico-linear de um bloco com auxílio do DIANA. Estes autores desenvolveram rotinas de dimensionamento de vigas de equilíbrio associadas a blocos em três situações:

- Vigas de equilíbrio com forças diretas e sem momento fletor no pilar;
- Vigas de equilíbrio com forças diretas e com momento fletor no pilar;
- Vigas de equilíbrio com forças indiretas.

Figura 3 - Viga de equilíbrio.

BURKE (1979) APUD TANNO (2012) orienta que do centro da estaca até o pilar de divisa seja avaliado a segurança estrutural como consolo e do centro da estaca até o apoio consecutivo seja considerado a teoria convencional da viga. Para ANDRADE (1989), a decomposição da força e distribuição deve ser realizada por triângulos para que seja determinada a força no tirante e dimensionada as barras. A biela é formada entre o pilar e o apoio, região em diagonal que deve apresentar tensão resistente superior a tensão atuante. Com auxílio das relações trigonométricas para o triângulo retângulo e o ângulo da biela, se obtêm a tensão atuante. Outra via para cálculo das resistências das bielas e tirantes se faz pelo CAST, inclusive os processos iterativos também estão presentes no dimensionamento.

2 | SOFTWARE CAST

Desenvolvido por Daniel Kuchma da Universidade de Illinois at Urbana-Champaign, o programa CAST (Computer Aided Strut-and-tie) facilita a verificação e dimensionamento da região D baseado no STM. É reconhecido pela sua agilidade durante o processo gráfico do modelo viabilizando o desenho do contorno, vinculações dos nós, bielas, apoios, carregamentos e aberturas. O software não dispõe de um processo de otimização automatizado que forneça o melhor modelo, entretanto, não limita o usuário a uma única solução, permitindo uma gama de variedades para um elemento estrutural (SILVA E GIONGO, 2000).

O processo iterativo no CAST é iniciado após o desenho geométrico do modelo onde a estabilidade da treliça é verificada e as forças atuantes no modelo, obtidas. As considerações adotadas no CAST como distribuição uniformemente das tensões ao longo das escoras e tirantes, forças resultantes coincidentes nos nós, permite que a análise matricial seja realizada de acordo a treliças convencionais. É assegurado ao usuário a escolha da análise; elástica ou não-linear (SOUZA, 2006).

O dimensionamento das escoras baseia-se nos parâmetros adotadas pelo ACI-318 (2003) ou definido pelo usuário. O CAST dispõe de determinação automática da espessura por meio de um parâmetro adimensional definido como ***stress ratio*** que consiste na razão entre a tensão atuante e tensão resistente. Os valores superiores a 1,0 indicam a ruptura e escoras com ***stress ratio*** próximo de 1,0 indicam projeto ótimo, isto é, menor custo. Outro parâmetro é o fator de eficiência "ν" que reduz a resistência a compressão do concreto em corpos de prova. Também os tirantes detêm ***stress ratio*** que relaciona a força resistente ($\mathcal{F}_{tu}$) e força atuante ($\mathcal{F}_{t}$). As regiões nodais são produtos da intersecção das espessuras efetivas das escoras e tirantes. Há dois tipos de análise; simplificada (verifica o nível de tensão na interface tirante/escora e nó) e detalhada (segmenta a região nodal em "n" quantidade de triângulos com tensões constantes) (SOUZA, 2006).

A verificação refinada é feita com a divisão da região nodal em triângulos nos nós com mais de três lados. Essa distribuição de descontinuidade é realizada desde que o estado de tensão nos triângulos seja constante e atendido o equilíbrio na interface dos triângulos. Aplica-se o critério de ruptura biaxial para validação da tensão atuante e tensão resistente em cada triângulo. Os nós com triangulação CCC é empregado o Critério Modificado de Mohr-Coulomb e aos tipos CCT, CTT, TTT uma versão linearizada do Critério de Mohr-Coulomb para cálculo da resistência dos triângulos no nó.

3 | MATERIAIS, COBRIMENTOS E DIMENSÕES CONSIDERADAS

Empregou-se concreto f_{ck} 30 MPa e aço com tensão de escoamento característica de 500 MPa. A largura b_w da viga de 50 cm e os apoios de primeiro e segundo gênero, respectivamente, simulando a fundação (estacas). A força F indica a carga do pilar atuando na viga de equilíbrio. Para fins de comparação, estabeleceu-se diâmetro de 12.5 mm embora o número de barras não seja constante. O aparelho de apoio foi definido em 20 cm. A figura 04 representa as dimensões da viga analisada – a treliça ali existente é apenas para fins de exemplificação. Foram examinadas quatro topologias de treliças variadas, todas partindo da mesma hipótese básica: carregamentos iguais de 500 kN, largura da biela comprimida de 10 cm e armadura escoando antes do esmagamento da biela comprimida. O ângulo de inclinação das bielas/tirantes, dimensão da viga, e vão efetivo são constantes. Os tirantes são representados por barras contínuas e as bielas são barras tracejadas. Os valores positivos indicam esforços de tração de igual modo o valor negativo compressão. Expressa-

se a solicitação de cada barra e a porcentagem da solicitação em relação à resistência última. As cores condizem com a porcentagem do elemento; cores mais quentes denotam valores altos de igual modo cores frias valores baixos. Os elementos representados por linhas não-contínuas são barras estabilizadoras com esforços nulos.
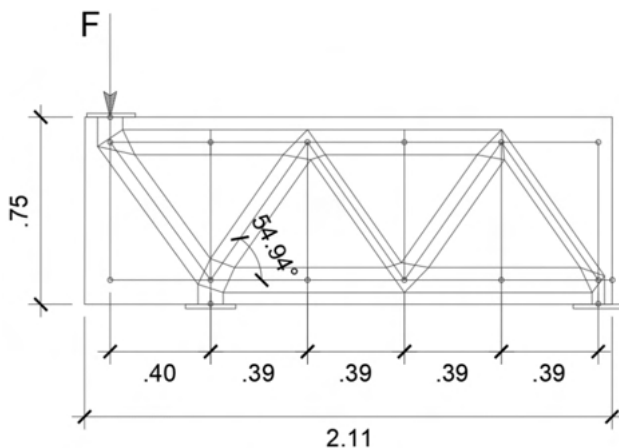
Figura 4 - Viga de equilíbrio proposta.

4 I RESULTADOS

Após as modelagens no CAST, efetuou-se a verificação de todos os elementos e nós. A aceitabilidade depende das capacidades resistente de cada elemento.

4.1 Topologia I

A figura 05 expõe a escora E7 que apresentou solicitação de -408,6 kN correspondendo a 60,2% da capacidade última. O tirante E2 foi mais solicitado (92,3% da tensão resistente). A tabela 1 e 2 mostra a área estimada para cada tirante horizontal de acordo com a força solicitante. O nó 8 teve próximo ao apoio um stress ratio de 0,785. Optou-se por fixar a maior armadura para todos os elementos.
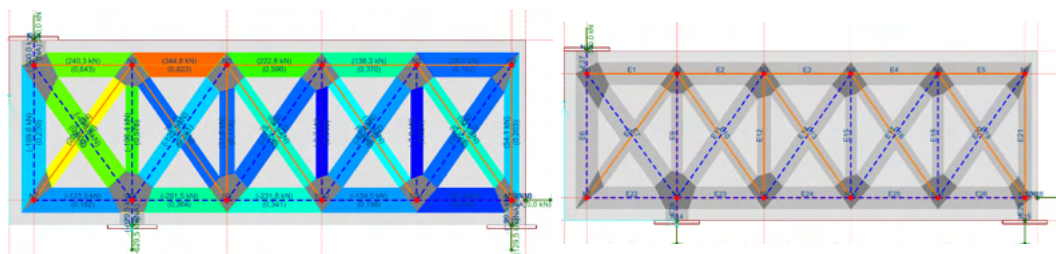
Figura 5 - (a) Bielas e tirantes (b) Solicitações nos elementos do modelo I.

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	$A_{s,nec}$ (cm²)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm²)	Stress Ratio
E2	344,8	43.5	7.93	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0.923
E1	240.3	43.5	5.52	5 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0.643
E3	222,8	43.5	5,12	5 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0.596
E4	138,3	43.5	3,18	5 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0.370
E5	38	43.5	0.87	5 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0.102

Tabela 1 - Tirantes Horizontais (modelo I).

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	$A_{s,nec}$ (cm²)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm²)	Stress Ratio
E8	209,7	43.5	4,82	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0.786
E10	32,7	43.5	0,75	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,123
E12	31,6	43.5	0,73	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,118
E13	86,9	43.5	2,00	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,326
E16	75,8	43.5	1,74	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,284
E19	92,1	43.5	2,12	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,345
E21	54,1	43.5	1,24	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,203

Tabela 2-Tirantes Verticais (modelo I).

4.2 Topologia II

A biela de concreto E7 demandou 91,1% da capacidade última (esforço de compressão de -618,2 kN). Os tirantes verticais atingiram uma capacidade de 98,8%. Seguido pelos tirantes horizontais E1 e E2, com stress ratio de 0.974 (Figura 6). A análise simplificada indicou o nó N1 com interface para a biela E7 como elemento mais solicitado (stress ratio = 0.911). A tabela 3 e 4 expressa a armadura necessária para esta topologia:
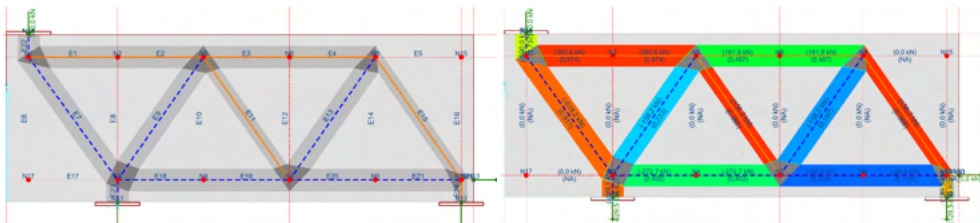
Figura 6 - (a) Bielas e tirantes (b) Solicitações nos elementos do modelo II.

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	$A_{s,nec}$ (cm²)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm²)	Stress Ratio
E1	363,6	43.5	8,36	3 (1c) + 2(2c)	512.5 mm	0,974
E2	363,6	43.5	8,36	3 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0,974
E3	181,8	43.5	4,18	3 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0,487
E4	181,8	43.5	4,18	3 (1c) + 2(2c)	12.5 mm	0,487

Tabela 3 - Tirantes Horizontais (modelo II).

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	$A_{s,nec}$ (cm²)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm²)	Stress Ratio
E11	158,2	43.5	3,64	3(1c)	12.5 mm	0.988
E15	158,2	43.5	3,64	3(1c)	12.5 mm	0.988

Tabela 4 - Tirantes Verticais (modelo II).

4.3 Topologia III

Na terceira topologia o tirante E7 foi mais solicitado (618,2 kN) com stress ratio de 0,966. Nas bielas E8 registrou-se capacidade última de 92,7% (compressão de -629,5 kN) e E6 com 73,7%. Os Tirantes horizontais E2 e E3 na sequência da ruptura com stress ratio de 85,2% (Figura 7). Quanto aos nós; N2 por verificação simples, na interface com a biela E8, respondeu com stress ratio 1,113% indicando uma ruptura por esmagamento no nó.
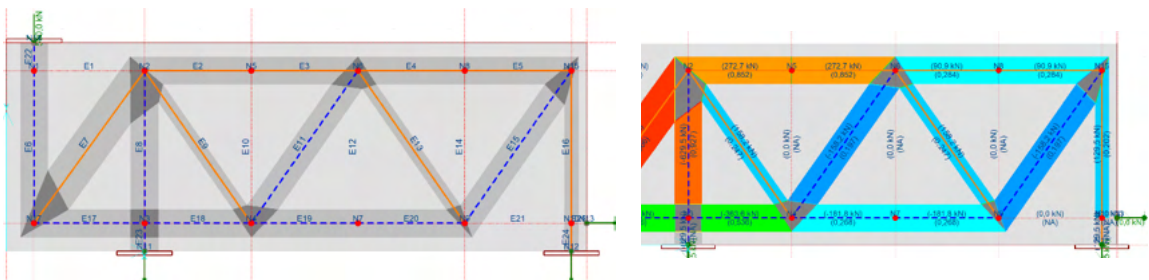
Figura 7- (a) Bielas e tirantes (b) Solicitações nos elementos do modelo III.

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm²)	$A_{s,nec}$ (cm²)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm²)	Stress Ratio
E2	272,7	43.5	6,27	5 (1c) + 1(2c)	612.5 mm	0,852
E3	272,7	43.5	6,27	5 (1c) + 1(2c)	612.5 mm	0,852
E4	90,9	43.5	2,09	5 (1c) + 1(2c)	612.5 mm	0,284
E5	90,9	43.5	2,09	5 (1c) + 1(2c)	612.5 mm	0,284

Tabela 5 - Tirantes Horizontais (modelo III)

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm^2)	$A_{s,nec}$ (cm^2)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm^2)	Stress Ratio
E7	618,2	43.5	14,21	8 (1c) + 4 (2c)	12 12.5 mm	0,966
E9	158,2	43.5	3,64	8 (1c) + 4 (2c)	12 12.5 mm	0,247
E13	158,2	43.5	3,64	8 (1c) + 4 (2c)	12 12.5 mm	0,247
E16	129,5	43.5	2,98	8 (1c) + 4 (2c)	12 12.5 mm	0,202

Tabela 6 - Tirantes Verticais (modelo III).

4.4 Topologia IV

Na Figura 8 visualiza-se as parcelas mais solicitadas do modelo IV. Na biela comprimida E7 tem-se um esforço de compressão de -618,2 kN com stress ratio de 0.911 e tirante E1 permanecendo logo acima com 0.974. O nó N1 na interface com a biela comprimida E7 aproximou-se da sua capacidade última com Stress ratio de 0,911. A tabela 11 e 12 mostra a área estimada.
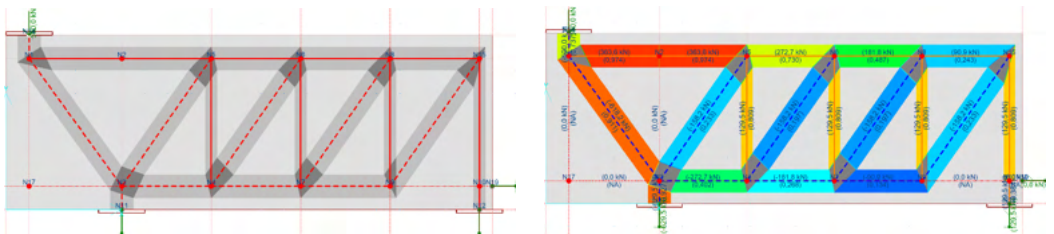
Figura 8 - (a) Bielas e tirantes (b) Solicitações nos elementos do modelo IV.

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm^2)	$A_{s,nec}$ (cm^2)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm^2)	Stress Ratio
E1	363,6	43.5	8,36	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0,974
E2	363,6	43.5	8,36	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0,974
E3	272,7	43.5	6,27	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0,730
E4	181,8	43.5	4,18	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0,487
E5	90,9	43.5	2,09	5 (1c) + 2(2c)	7 12.5 mm	0,243

Tabela 7 - Tirantes Horizontais (modelo IV).

Elemento	F_{st} (kN)	f_{yd} (kN/cm^2)	$A_{s,nec}$ (cm^2)	Camada	$A_{s,ef}$ (cm^2)	Stress Ratio
E10	129,5	43.5	2,98	3 (1c)	3 12.5 mm	0.809
E12	129,5	43.5	2,98	3 (1c)	3 12.5 mm	0.809
E14	129,5	43.5	2,98	3 (1c)	3 12.5 mm	0.809
E16	129,5	43.5	2,98	3 (1c)	3 12.5 mm	0.809

Tabela 8 - Tirantes Verticais (modelo IV).

A tabela 13 sumariza os valores máximos de stress ratio nas bielas comprimidas (-) e tirantes (+) para cada modelo. As taxas de armadura (área de aço/área de concreto) de cada viga consideram apenas as áreas de aço dos tirantes verticais e horizontais não englobando ancoragens, estribos e armadura de pele. Na Figura 9 é explícito a performance de cada modelo inclusive qual destes aproximou-se da ruptura no primeiro momento. Os nós não são considerados nos exemplos seguintes, apenas bielas e tirantes.

Topologia	Biela comprimida Stress ratio máximo (-)	Tirante Stress Ratio máximo (+)	Taxa de armadura
I	.602	.923	0,569 %
II	.911	.988	0,417 %
III	.927	.966	0,820 %
IV	.911	.974	0,541 %

Tabela 9 - Comparativo stress ratio e taxa de armadura.
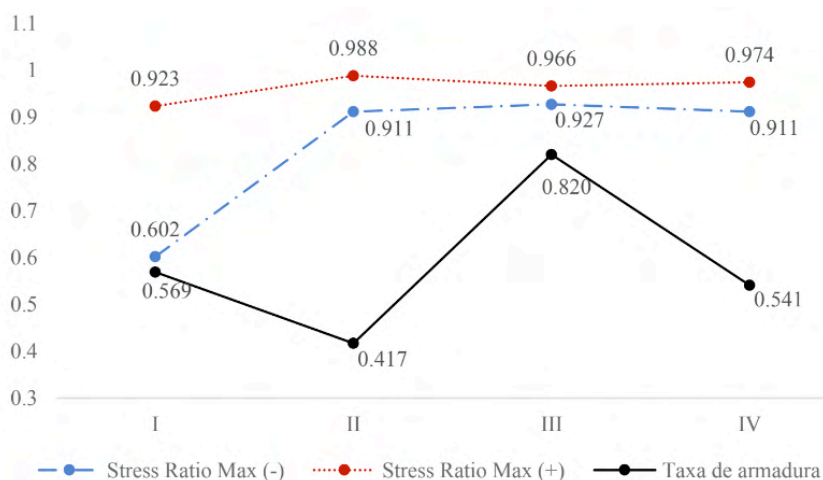
Figura 9 – Comparativo de modelos.

Na comparação dos modelos ficou evidente que a biela comprimida do modelo I ficou subaproveitado visto que ainda falta aproximadamente 40% para atingir a ruptura. Notou-se que o desempenho do modelo II foi satisfatório pois escoou-se o aço (hipótese básica para todos os modelos) consecutivamente obteve-se o máximo da biela comprimida atingindo 91,1% de sua capacidade máxima e a menor taxa de armadura entre todos os modelos. O modelo III apesar da biela comprimida superar levemente o modelo II, apresentou redução na capacidade dos tirantes e teve a maior taxa de armadura com 0,82%. A quarta topologia tem comportamento aproximado à segunda topologia pois as treliças tem proximidades. Nesta última simulação a biela comprimida atingiu também 91,1% de sua capacidade e os

tirantes seguiram com 54,1%.

5 I CONCLUSÕES

Houve convergência do stress ratio dos tirantes nos modelos I, II, III e IV ainda que variando a quantidade de barras. A biela do modelo I suporta maiores esforços de compressão haja vista que utilizou apenas 60% da sua capacidade ultima frente à carga atuante de 500 kN. A proposta II justifica seu uso na literatura através dos valores obtidos aqui: uso otimizado dos materiais (aço e concreto) e baixa taxa de armadura face aos demais modelos. No método de bielas e tirantes não se tem um controle direto da posição da linha neutra. A disposição em camadas das armaduras aumenta a zona de tração efetiva. O modelo III não se mostrou adequado dado a alta taxa de armadura além da carga percorrer maior caminho até o apoio, ponto não recomendado pela literatura. Dada a recorrência de projetos de edificações na divisa e a necessidade de análises fidedignas, o método de bielas e tirantes tem sido efetivo no dimensionamento de regiões descontinuas. O uso do CAST agiliza a verificação e poderá ser empregada em outros cálculos como vigas pré-fabricadas. Está provado que o usuário deve dispor de suporte teórico e experiência para considerar o correto encaminhamento das cargas bem como aspectos construtivos, econômicos pois a ferramenta não gera automaticamente a topologia ótima. Assim, erros como cruzamento do caminho de cargas, quando cometidos, induzem a representações não realistas. A presença de armadura inclinada pode implicar em redução de produtividade na execução, fator a ser considerado. Como citado, análise criteriosa deve ser efetuada nos nós optando, se possível, para uma verificação refinada. Por fim, o uso do CAST para ensino de STM é recomendado posto sua facilidade e didática.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, V. S., SIMONETTI, H. L., NETO, L. O., **Análise de modelos de bielas e tirantes para estruturas de concreto armado via uma técnica numérica.** IBRACON Structures and Materials Journal, v. 6, n. 1, p. 139-157, fevereiro. 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto –Procedimento. Rio de janeiro: ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 6122:** Projeto e execução de fundações –Procedimento. Rio de janeiro: ABNT, 2019.

GIONGO, J. S., SANTOS, D., **Análise de vigas de concreto armado utilizando modelos de bielas e tirantes.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, v. 10, n. 46, p. 61-90, 2008.

PANTOJA, J. C., **Geração automática via otimização topológica e avaliação de segurança de modelos de bielas e Tirantes.** Tese (Doutorado), Pontifícia Universidade Católica/PUC, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

SCHLAICH, J., SCHÄFER, K., e JENNEWEIN, M., **Toward a Consistent design of Structural Concrete.** PCI Journal/May-June, 1978.

SILVA, R. C., **Concreto Armado: Aplicações de modelos de bielas e tirantes.** Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos/EESC, São Carlos, SP, Brasil, 1991.

SOUZA, R. A., **Aplicação do Método dos Elementos Finitos e do Método das Bielas na Análise de Blocos Rígidos Sobre Estacas.** Relatório de estagio (pós-doutoral), University of Illinois at Urbana-Champaign, Paraná, PR, Brasil, 2006.

SOUZA, R. A., **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades.** Tese (Doutorado), Escola Politécnica/USP, São Paulo, SP, Brasil, 2004.

TANNO, D. S., **Blocos de concreto sobre estacas posicionados nas divisas de terrenos: estudo analítico e análise numérica linear.** Dissertação, Escola de Engenharia de São Carlos/EESC, São Carlos, SP, Brasil, 2012.

WIGHT, J. K., **Reinforced Concrete Mechanics and Design.** 7th ed. Hoboken, New Jersey, Pearson Education, Inc.,2016.

CAPÍTULO 9

MATRIZES DE CONCRETO COM INCORPORAÇÃO DE EVA

Data de aceite: 01/01/2022
Data de submissão: 08/10/2021

Diana Santos de Jesus
Companhia de Desenvolvimento dos Vales do São Francisco e do Parnaíba – CODEVASF
Brasília-DF
http://lattes.cnpq.br/5633403162824830

Joabson Lima Alves
Departamento de Ciências Exatas e Tecnológicas
Universidade Estadual de Santa Cruz
Ilhéus-Ba
http://lattes.cnpq.br/6903509459191326

RESUMO: A utilização de novas tecnologias na indústria da construção civil que diminua o impacto ambiental é objeto de estudo de vários pesquisadores. Neste caminho, a inclusão de novos materiais, como o EVA (Etil Vinil Acetato), que é um polímero bastante empregado na indústria calçadista para a fabricação de palmilhas e solados de calçados, ganha grande importância. Ele é produzido em grande escala e se aglomera em grandes áreas prejudicando o meio ambiente. Para minimizar este problema, estuda-se sua aplicação em estruturas de concreto leve, devido à sua baixa massa unitária de aproximadamente 180 kg/m^3, por meio de sua incorporação no concreto em substituição ao agregado graúdo. Neste trabalho estuda-se a influência do EVA nas propriedades mecânicas do concreto através de sua incorporação, em substituição ao agregado graúdo, em quatro teores: 0%, 12,5%, 25% e 50%. Foram realizados ensaios mecânicos de compressão axial em corpos-de-prova de concreto, onde se observou uma redução na densidade das amostras, bem como em sua resistência à compressão, à medida que se aumentava o teor de EVA na mistura. A partir destes resultados, verificou-se que a utilização de concreto leve com EVA pode ser útil no enchimento de lajes, painéis de vedação, isolamento acústico e em elementos de concreto que não exijam um grande valor de resistência à compressão.

PALAVRAS-CHAVE: EVA. Agregado Graúdo. Concreto Leve. Propriedades Mecânicas. Sustentabilidade.

CONCRETE MATRIX WITH INCORPORATION OF EVA

ABSTRACT: New technologies that can be used to minimize the environmental damage due to civil construction residues has been studied by many researchers. EVA (Ethylene-Vinyl Acetate) generated in the footwear industry is a potential material that can be used as a lightweight aggregate (unity mass of 180 kg/m^3) to concrete that results in a material with low density and reduced strength. The aim of this work is to analyze the influence of EVA in the mechanical properties of lightweight concrete to be used in the civil construction industry. Concrete specimens were molded with four EVA distinct rates in substitution to coarse aggregate: 0%, 12,5%, 25% and 50%. Experimental compressive axial tests were carried out and the results obtained showed that as the EVA rates increases the axial strength and the specimen density decreases.

This kind of material can be employed in civil construction industry in situations where no structural functions is required: as panels, thermic and acoustic isolation of roof and floor, for example.
KEYWORDS: EVA. Lightweight Concrete. Coarse Aggregate. Mechanical properties. Sustainability.

1 I INTRODUÇÃO

A mistura em adequada proporção de água, cimento, agregados graúdos e miúdos resulta no concreto cujas propriedades mecânicas substanciais são a resistência à compressão, a resistência à tração e o módulo de elasticidade. Essas propriedades são verificadas a partir de ensaios mecânicos que seguem os procedimentos estabelecidos em norma (NBR 5739). Nos últimos quarenta anos, de acordo com Rossignolo (2009), houve considerável progresso na tecnologia do material em consequência do aperfeiçoamento de equipamentos e técnicas para análise do concreto, bem como a utilização de novos materiais, surgindo concretos especiais como os concretos leves.

A obtenção de concreto leve se dá pela modificação da composição do concreto convencional, substituindo, em sua matriz, os agregados tradicionais por um agregado alternativo com menor massa específica. Sua aplicação é vantajosa, principalmente no sistema construtivo pré-fabricado, reduzindo o alto peso do transporte de elementos como lajes e vigotas treliçadas.

“O agregado é o principal responsável pela massa unitária, módulo de elasticidade e estabilidade dimensional do concreto” (MEHTA e MONTEIRO, 1994:21), Santiago (2008) afirma que o comportamento mecânico do concreto é influenciado pela sua massa específica, ou seja, quanto menor a massa específica do concreto, menor sua capacidade mecânica. Como o EVA possui baixa massa específica, constitui-se um candidato a formar um concreto leve com boas características.

2 I OBJETIVO

O objetivo principal deste trabalho é analisar as modificações dos módulos de resistência padrão ocasionadas pela introdução de um material não usual à matriz cimentícia dos corpos-de-prova, neste caso, o EVA. Para isto, corpos-de-prova de concreto foram produzidos, onde, progressivamente, foram introduzidas diferentes taxas volumétricas de Etil Vinil Acetato (EVA) em relação à brita de número zero (brita que passa na peneira de abertura 9,5 mm e que fica retida na de 4,8mm) nas seguintes proporções: 0 % do agregado leve, seguidas por 12,5 %, 25% e 50%.

3 | METODOLOGIA

Neste trabalho, inicialmente, fez-se o procedimento para o preparo dos materiais e determinação do traço do concreto. Posteriormente, moldou-se os corpos de prova e se realizou ensaios mecânicos de compressão axial.

3.1 Traço e Preparo dos Materiais

A determinação das quantidades de materiais foi feita a partir dos estudos realizados pela Faculdade de Engenharia de Bauru (Barboza e Bastos, 2008) sobre caracterização de concreto e definição de traços. Esse estudo foi baseado na análise de dosagem experimental onde se elaborou diagramas de dosagens com três tipos de cimento (CP II-E-32, CP V-ARI e CP II–F-32).

No estudo de dosagem experimental, seguindo o método de dosagem IPT/EPUSP, apresentado por Helene e Terzian [5], utilizou-se o cimento Portland CP V – ARI para a obtenção de Diagramas de Dosagem. O fator água-cimento escolhido para a mistura foi de 0,51, implicando no seguinte traço em massa (Kg):

1: 2,02: 0,684: 1,596 (Cimento, areia, brita 0, brita1)

O traço desenvolvido atende às prescrições das normas NBR 6118/14 e NBR 14931/04 e a resistência à compressão esperada foi de 34 MPa aos 7 dias.

O aglomerante escolhido para a execução da pesquisa, cimento Portland CP V-ARI RS, possui alta resistência inicial e final, o que o faz ter um desempenho superior aos cimentos comuns. Além disso, possui uma maior durabilidade e resistência a sulfatos em ambientes agressivos, apresenta tempo de pega igual ao CP II E40 e proporciona uma desforma rápida para agilizar a montagem dos corpos de prova.

O EVA utilizado na confecção dos corpos de prova foram extraídos de uma das fábricas calçadistas, localizada na cidade de Itabuna-BA, proveniente de sobras da fabricação.

Realizada a determinação da dosagem, confeccionou-se agregado graúdo de sobras de placas de EVA geradas de resíduo de fabricação de calçados. A granulometria executada foi na faixa da brita 0, isto é, a parcela de EVA que passava na peneira de 9.5 mm e que ficava retida na peneira de 4.5 mm (figura 1).

Figura 1 - EVA com granulometria de brita 0.

Partes da quantidade total do agregado miúdo foi peneirada e secada em estufa em intervalos de 24h. O peneiramento também foi feito com os agregados graúdos que em seguida foram lavados e postos à luz solar para secagem.

3.2 Moldagem dos Corpos de Prova

Para o preparo do concreto, os materiais foram separados em recipientes plástico e, em seguida, foi feita a pesagem das quantidades necessárias definidas pelos traços. Com todos os materiais preparados, no dia da concretagem a betoneira foi umedecida e aos poucos os materiais foram inseridos formando o concreto.

Após o preparo do concreto, para a realização do slump test, umedeceu-se o molde e a placa de base. Posicionou-se o molde no centro da placa base, pressionando as aletas do molde com os pés e enchendo rapidamente o molde com o concreto preparado, em três camadas, cada uma com aproximadamente um terço da altura do molde. Compactou-se cada camada com 25 golpes, utilizando a haste de compactação, distribuindo uniformemente os golpes sobre a seção de cada camada. Compactou-se a camada inferior em toda sua espessura. O mesmo foi feito com as outras camadas de forma que os golpes penetrassem apenas a camada anterior.

Limpou-se a placa de base e se retirou o molde, levantando cuidadosamente na direção vertical. Essa operação foi realizada em 5 a 10 segundos, com movimento constante para cima, sem submeter o concreto a movimentos de torção lateral. A Figura 2 mostra o procedimento até essa fase.

Figura 2 - Slump Test.

Imediatamente após a retirada do molde, mediu-se o abatimento do concreto, determinando a diferença entre a altura do molde e a altura do eixo do corpo de prova, que corresponde à altura média do corpo de prova desmoronado.

Para a moldagem dos corpos de prova, foi necessário o preparo dos moldes a serem utilizados. Seu interior foi coberto por óleo vegetal para facilitar a retirada das amostras de concreto.

Os moldes foram preenchidos com três camadas de concreto, com espessuras aproximadamente iguais, aplicando-se 25 golpes, uniformemente distribuídos, pela seção transversal com uma haste metálica. Rasou-se a superfície dos moldes com a colher de pedreiro e o acabamento foi finalizado através de movimentos de rolagem do soquete.

Após a moldagem, os corpos de prova foram colocados sobre uma superfície plana, protegido de vibrações e de intempéries por 24h. Após a desmoldagem, todas os corpos de prova foram identificados e armazenados em um tanque de cura, de acordo com a NBR 5738:2015. A Figura 3 mostra os corpos de prova desmoldados e nomeados.

Figura 3 - Corpos de prova desmoldados e identificados.

3.3 Ensaio de Compressão Axial

Realizou-se o ensaio de compressão axial aos 7 dias de idade em 3 amostras para cada percentual de substituição da brita 0 pelo EVA, seguindo as recomendações da norma para concreto convencional (ver tabela 1). Os ensaios foram realizados no laboratório de materiais e construção civil (LMCC) da Universidade Estadual de Santa Cruz (UESC).

Faixas (%)	Quantidade de Amostras	Dimensão da amostra	
		Diâmetro (cm)	Altura (cm)
0,00	3	10	20
12,50	3	10	20
25,00	3	10	20
50,00	3	10	20

Tabela 1 – Quantidade de amostras e dimensão.

Antes de posicionar a amostra na prensa hidráulica, certificou-se se as bases do equipamento e do material a ser ensaiado estavam secas e limpas. Depois disso, posicionou-se a amostra no centro do prato inferior da prensa, buscando auxílio com os círculos concêntricos de referência. Escolheu-se a escala de força a ser utilizada de tal forma que a força de ruptura CP acontecesse no intervalo de tempo em que o equipamento fora calibrado.

Aplicou-se o carregamento, continuamente e sem choques, sobre a amostra, na velocidade de carregamento igual a 0,45±0,15 MPa/s mantida constante durante todo o ensaio. A Figura 4 mostra o carregamento sendo aplicado sobre o corpo de prova na máquina de compressão.

Figura 4 - Corpo de prova sendo carregado na Máquina de Compressão.

A aplicação do carregamento foi encerrada no momento que ocorreu a ruptura da amostra. A figura 5 apresenta as amostras rompidas após o ensaio.

Figura 5 – Amostras após ensaio de Compressão.

4 I RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados obtidos da máxima resistência à compressão, para cada uma das três amostras, pertencentes a cada faixa de valores percentuais de EVA, são apresentados nas tabelas 2 até 5.

Amostra	Diâmetro (mm)	Área (mm2)	Força Máxima (Kgf)	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Máxima Média (MPa)	Coef. Variação (%)
CP 1	100,00	7853,98	8052,00	10,05	10,62	6,79
CP 2	100,00	7853,98	8312,00	10,38		
CP 3	100,00	7853,98	9156,00	11,43		

Tabela 2 - Dados do ensaio à compressão das amostras com substituição volumétrica de 50% da brita 0 por EVA.

Amostra	Diâmetro (mm)	Área (mm2)	Força Máxima (Kgf)	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Máxima Média (MPa)	Coef. Variação (%)
CP 1	100,00	7853,98	11041,00	13,79	11,61	16,27
CP 2	100,00	7853,98	8303,00	10,37		
CP 3	100,00	7853,98	8555,00	10,68		

Tabela 3 - Dados do ensaio à compressão das amostras com substituição volumétrica de 25% da brita 0 por EVA.

Amostra	Diâmetro (mm)	Área (mm2)	Força Máxima (Kgf)	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Máxima Média (MPa)	Coef. Variação (%)
CP 1	100,00	7853,98	16338,00	20,40	19,20	7,39
CP 2	100,00	7853,98	15664,00	19,56		
CP 3	100,00	7853,98	14120,00	17,63		

Tabela 4 - Dados do ensaio à compressão das amostras com substituição volumétrica de 12,50% da brita 0 por EVA.

Amostra	Diâmetro (mm)	Área (mm2)	Força Máxima (Kgf)	Tensão Máxima (MPa)	Tensão Máxima Média (MPa)	Coef. Variação (%)
CP 1	100,00	7853,98	22020,00	27,49	28,98	8,63
CP 2	100,00	7853,98	22083,00	27,57		
CP 3	100,00	7853,98	25521,00	31,87		

Tabela 5 - Dados do ensaio à compressão das amostras com substituição volumétrica de 0% da brita 0 por EVA.

Ao observar as tabelas 2 até 5 é possível notar uma diminuição nas tensões normais máximas com o aumento percentual de EVA no concreto. Tomando-se como referência a tensão média, podemos notar que, nas faixas de substituição de 25% e 50%, seu valor cai de forma substancial com relação a amostra de 0% de EVA. Este resultado já era esperado, pois, durante a produção, foi necessário realizar correções no traço inicial devido ao consumo de água do EVA ser superior ao da brita tradicional.

Na etapa de produção das amostras, aquelas com percentual de 25% foi o segundo grupo a ser produzido (as de 0% foram as primeiras). Nesse ponto, ainda não era conhecido o comportamento do material como elemento do concreto. Na execução, como já era previsto, o agregado leve mostrou maior necessidade de água do que a da faixa de 0%, onde já tinha sido feita uma correção de 200 g, apresentando um slump de 1 cm. Como a trabalhabilidade das amostras de 25% de EVA diminuiu, foi necessário executar uma correção de 400 g de água aumentando o slump para 3,5 cm. Como a produção das amostras das outras faixas de EVA foram feitas após as de 25%, as correções necessárias foram menores, de 250 g e 200 g, produzindo slumps de 2 cm e 1,5 cm, para as faixas de 50% e 12,50%, respectivamente.

Após as correções os fatores a/c variaram de, com relação ao percentual de EVA: 0,56 (0%), 0,56 (12,50%), 0,60 (25%) e 0,57 (50%). Assim, esperava-se que a faixa de 25% apresentasse decaimento de resistência maior do que as outras faixas. Os valores dos coeficientes de variação da tensão máxima das amostras, de cada faixa percentual de EVA, apresentados nas tabelas, mostram que a faixa de 25% apresentou uma maior variação, 16,27%.

Nas figuras 6, 7, 8 e 9 estão os gráficos que relacionam a evolução da tensão e da deformação normal, para as três amostras, de cada faixa de percentual de inclusão de EVA, onde se pode observar a tendência de queda das tensões à medida que se aumenta o percentual de EVA nas amostras.
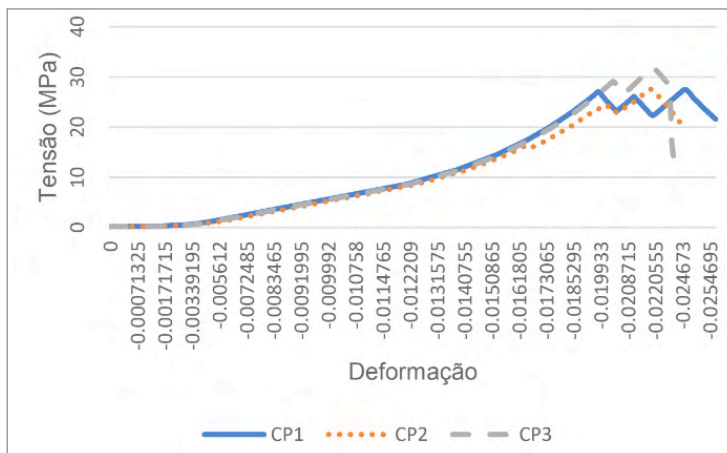
Figura 6 – Gráfico tensão x deformação normal para as amostras com 0% de EVA.
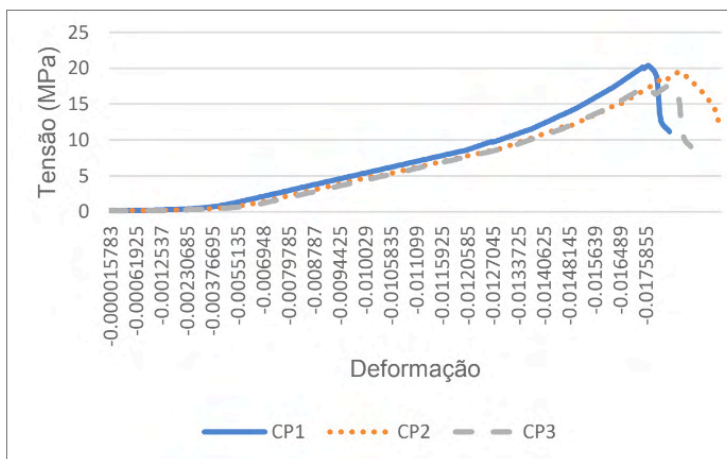
Figura 7 – Gráfico tensão x deformação normal para as amostras com 12,50% de EVA.
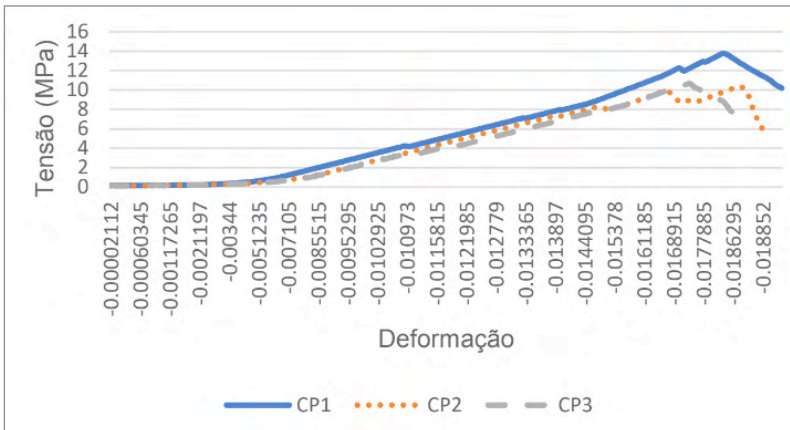
Figura 8 – Gráfico tensão x deformação normal para as amostras com 25% de EVA.
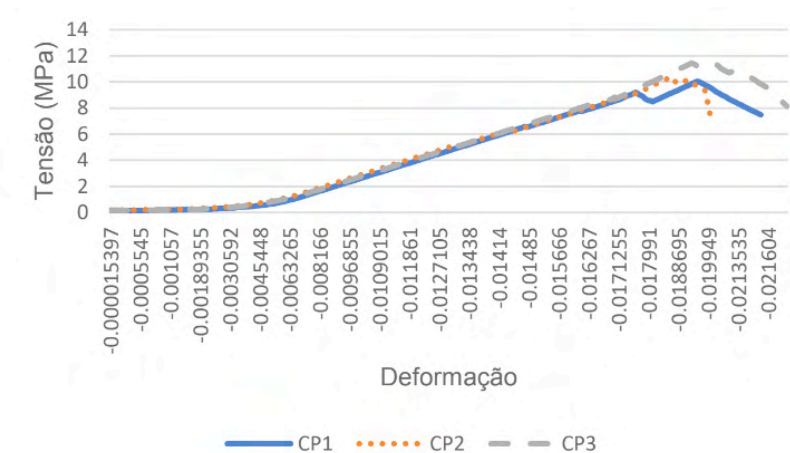
Figura 9 – Gráfico tensão x deformação normal para as amostras com 50% de EVA.

O resumo da tendência de queda das tensões está apresentado no gráfico da figura 10. Observa-se que as tensões médias caem de maneira drástica com a inclusão de EVA nas amostras. Ao aumentarmos o percentual de 25% pra 50% de EVA, podemos notar uma variação pequena da tensão média obtida.
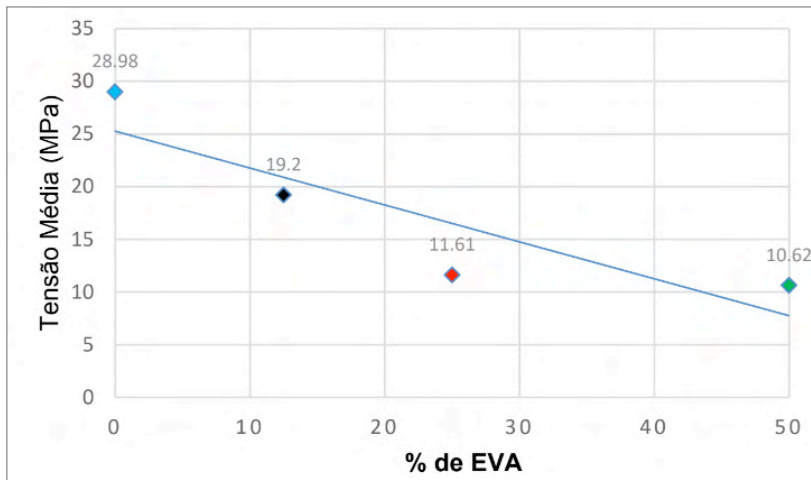
Figura 10 – Gráfico Tensão Média x % de EVA.

A Tabela 6 mostra a redução percentual da massa específica do concreto e da tensão média à medida que se aumenta o percentual de EVA com relação as amostras sem EVA (0%).

% de EVA	Tensão Média (MPa)	Massa Específica (Kg/m3)	Redução na massa específica (%)	Redução da Tensão Média (%)
0,00	28,98	2405,17	0,00	0,00
12,50	19,20	2373,56	1,31	33,74
25,00	11,61	2348,70	2,35	59,94
50,00	10,62	2281,61	5,14	63,35

Tabela 3 - Redução percentual da Massa Específica para cada faixa de inserção.

A figura 11 apresenta um gráfico relacionando a tensão média com a massa específica das amostras que mostra a tendência de aumento, tanto da tensão média quanto da massa específica, à medida que se diminui o percentual de EVA da amostra.
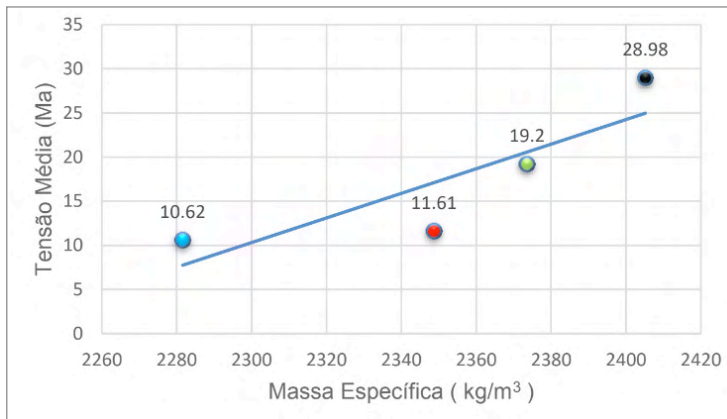
Figura 11 – Gráfico Tensão Média x Massa Específica para diferentes % de EVA

5 I CONCLUSÃO

No presente estudo se notou algumas dificuldades na produção das amostras de concreto devido às peculiaridades do EVA. Durante a compactação das amostras, o EVA tendia a segregar o produto final, desviando-se dos outros componentes para a superfície. Verificou-se também a necessidade de um trabalho exclusivo para analisar a influência da água no EVA, sua capacidade de absorção e inchamento. A estrutura do EVA não permitia uma ligação forte o suficiente entre as faces dos constituintes de forma tão eficaz quanto a brita tradicional, sendo facilmente desprendida do concreto já passado por processo de cura em água e cal durante dias. Portanto, deve-se procurar uma solução para esse problema.

A partir dos valores encontrados, verificou-se que os concretos com inclusão de EVA, menos denso que agregado natural, exibiram valores menores de massa específica, deixando claro que quanto maior o teor de EVA, menor a massa específica. Em relação aos valores de tensão à compressão encontrados, mesmo com a sua significativa redução com o aumento do percentual de EVA, se utilizado em baixo percentual, como por exemplo a de 12,50%, pode-se ter um resultado vantajoso, caso seja produzido em grande quantidade.

A partir dos gráficos apresentados, observou-se que o EVA, sendo menos rígido e menos resistente, colabora para diminuir a resistência global. Inclusive durante a execução, notou-se que em razão da alta absorção do material, houve uma maior absorção da pasta, reduzindo a quantidade de argamassa disponível para compor a matriz resistente.

Esses tipos de concreto podem ser utilizados em enchimentos de lajes, que venham a servir de suporte de pessoas e objetos, ou para regularização de lajes sem incrementar muita sobrecarga nas estruturas, ou até mesmo, envelopamento de tubulações. Além dos benefícios ambientais, o uso de EVA pode diminuir o custo dos produtos finais para a construção civil.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR NM 45: Agregados - **Determinação da massa unitária e do volume de vazios**.” Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “NBR NM 52: Agregado miúdo - **Determinação da massa específica e massa específica aparente**.” Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. “ABNT 5739: Concreto – **Ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos**.” Rio de Janeiro, 2018.

ABESC – **ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DE SERVIÇO DE CONCRETAGEM**. Disponível em http://www.abesc.org.br/assets/files/concreto-em-destque.pdf

Barboza, M.R.; Bastos, P.S. **Traços de Concreto para Obras de Pequeno Porte.** Concreto e Construção, v. XXXVI, IBRACON, p. 32-36, 2008.

HELENE, P.R.L.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto.** São Paulo. Ed. Pini, 1995, 349p.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M., **Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais.** São Paulo, PINI, 1994.

ROSSIGNOLO, J. A. **Concreto Leve Estrutural**, Pini, 2009.

SANTIAGO, E.Q.R. **Utilização de agregados de EVA e RCD para a obtenção de concretos leves.** 2008. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil e Ambiental) – Departamento de Tecnologia. Universidade Estadual de Feira de Santana. Bahia.

CAPÍTULO 10

REALCALINIZAÇÃO ELETROQUÍMICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO CARBONATADAS: REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Data de aceite: 01/01/2022

Guilherme Alves Correa
Universidade Federal de Santa Maria
Santa Cruz do Sul - Brasil

Yuri dos Santos Tatim Filho
Universidade Federal de Santa Maria
Santa Cruz do Sul - Brasil

RESUMO: A busca por técnicas econômicas, não destrutivas e ambientalmente corretas para lidar com concretos carbonatados, levou a abordagens corretivas mais conservadoras visando maximizar a quantidade de concreto original que é preservado, desta forma, aplicando-se a técnica de realcalinização eletroquímica. O tratamento ER ocorre a partir de uma fonte de alimentação externa com um dos polos ligados ao aço (cátodo) e outro ligado a uma malha metálica auxiliar (ânodo), normalmente de titânio ou aço galvanizado, a estrutura deve estar embebida em um eletrólito, sendo comum a utilização da solução de carbonato de sódio. O tratamento visa restabelecer a alcalinidade do concreto em torno das armaduras e em toda a cobertura de concreto. Desta forma, o presente estudo visa abordar uma revisão da bibliografia, compilando diversos estudos sobre realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto armado carbonatadas.

PALAVRAS-CHAVE: Concreto; Realcalinização; Eletroquímica; Carbonatação; Durabilidade.

ABSTRACT: The search for economical, non-destructive and environmentally correct techniques to deal with carbonated concretes has led to more conservative corrective approaches aiming to maximize the amount of original concrete that is preserved, in this way, applying the electrochemical realcalinization technique. The ER treatment occurs from an external power supply with one of the poles connected to steel (cathode) and the other connected to an auxiliary metallic mesh (anode), usually titanium or galvanized steel, the structure must be embedded in an electrolyte, the use of sodium carbonate solution is common. The treatment aims to re-establish the alkalinity of the concrete around the reinforcement and throughout the concrete cover. Thus, the present study aims to address a review of the literature, compiling several studies on electrochemical realcalinization of carbonated reinforced concrete structures.

KEYWORDS: Concrete; Realkalinization; Electrochemistry; Carbonation; Durability.

1 | INTRODUÇÃO

Um dos maiores problemas que afeta as estruturas de concreto armado inseridas em ambientes urbanos é a corrosão das armaduras de aço, que ocorre, principalmente, pela ação dos cloretos ou pela carbonatação do concreto. Em ambientes urbanos, distantes da zona marítima, a carbonatação é geralmente a principal responsável pela corrosão. Entretanto, em ambientes urbanos próximos à zona marítima, a carbonatação e a ação dos cloretos podem agir simultaneamente e causar corrosão.

Em ambos os casos, muitos são os estudos que tentam avaliar o comportamento do fenômeno de corrosão em função de características dos materiais e do ambiente, com objetivo de estabelecer parâmetros de projeto ou fazer estimativas de vida útil da estrutura (TUUTTI, 1982; HO e LEWIS, 1987).

O concreto é um material alcalino com pH entre 12,6 e 13.6, nessas condições de pH, o aço espontaneamente forma uma camada passiva protetora. No entanto, essa camada passivadora pode ser destruída por agentes agressivos (íons cloreto e/ou dióxido de carbono), causando assim sua despassivação. Especificamente, carbonatação é um processo em que o CO2 atmosférico entra em contato com concreto, diminuindo a sua alcalinidade a pH de aproximadamente 9,0 fazendo com que a camada passiva seja desestabilizada o que permite o início do processo de corrosão das barras de aço. A taxa de penetração de CO2 depende de fatores ambientais e de fatores relacionados ao concreto em si, a umidade relativa é um importante fator, devendo estar entre 50 e 70%, para que ocorra difusão de CO2, fato que não ocorre de forma completa em concretos secos nem em concretos totalmente saturados.

Para corrigir e/ou prevenir problemas de corrosão em estruturas de concreto, vários métodos de reparo e de proteção têm sido utilizados, tais como a execução de reparos localizados, o uso de inibidores de corrosão, a aplicação de pinturas superficiais sobre o aço e o concreto, a proteção catódica, entre outro. Nos últimos anos, além da proteção catódica, estudos sobre outros métodos eletroquímicos para proteção e reabilitação de estruturas de concreto armado atacadas pela corrosão de armaduras têm sido realizados pelo meio científico. Dentre eles, a extração eletroquímica de cloretos (EEC) e a realcalinização eletroquímica (ER) ocupam espaço importante no conjunto de pesquisa realizadas sobre o tema (BANFILL 1996; BETOLINI et al., 1996; ANDRADE et al., 199; MONTEIRO, 2002). No país, alguns trabalhos na área de realcalinização de concretos carbonatados já foram desenvolvidos, porém, utilizando-se principalmente uma técnica alternativa conhecida como realcalinização eletroquímica (ER), cujo mecanismos de realcalinização ocorre por absorção/difusão de soluções alcalinas a partir da superfície dos concretos carbonatados (ARAÚJO, 2004; SÁ, 2006; MOREIRA, 2006; ARAÚJO, 2009).

A realcalinização eletroquímica consiste na aplicação de um campo elétrico entre a armadura da estrutura e uma ânodo externo, na presença de uma solução alcalina, com o objetivo de restabelecer a alcalinidade do concreto perdida com o processo de carbonatação (BANFILL, 1994; ODDENN, 1994). De modo diferente da proteção catódica, é um tratamento de aplicação temporária, que cessa após a realcalinização do concreto de cobrimento. Além disso, não produz uma intervenção destrutiva na estrutura, como ocorre na execução dos reparos localizados.

Embora a ER tenha apresentado eficiência em relação à realcalinização do concreto, a possibilidade de repassivação das armaduras após a aplicação do tratamento ainda é um aspecto em discussão no meio científico. Trabalhos como os de Odden (1994), Andrade

et al. (1999) e Yieh at al. (2005) se apresentam favoráveis à repassivação das armaduras, embora os resultados apresentados não possam ser visto como conclusivos. Por outro lado, trabalhos como os de Gonzáles (2000) e Mirandaa et al. (2003 e 2006) questionam os resultados do tratamento em relação à repassivação da armadura. Outro aspecto importante é que, em alguns estudos realizados sobre a eficiência da repassivação do tratamento, tem-se utilizado apenas a técnica eletroquímica do potencial de corrosão, que por si só, pode não garantir a efetiva repassivação das armaduras. Sendo assim, o mais prudente seria utilizar-se dessa técnica em conjunto com outras técnicas eletroquímicas tais como resistência de polarização e resistividade elétrica, para garantir um monitoramento mais efetivo quanto à repassivação das armaduras.

2 | FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo trata-se da revisão bibliográfica que foi realizada com intuito de fundamentar o presente trabalho. Para facilitar o entendimento sobre a realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto armado, o capítulo foi dividido em duas seções. Na primeira seção, refere-se ao fenômeno da corrosão das armaduras no interior do concreto. Na segunda seção, refere-se ao tratamento de realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto.

2.1 Corrosão armadura de concreto armado

Para Medeiros et al., (2011), agentes agressivos ao concreto como a chuva ácida ou as reações álcalis-sílica podem danificar o concreto de cobrimento, facilitando a entrada de íons. Podendo-se destacar a ação do gás carbônico (CO2) que reage com o concreto, reduzindo o pH da camada protetora, o que facilita a ocorrência de processo corrosivo na armadura.

Dentre os mecanismos de deterioração, a corrosão devido à carbonatação ocorre geralmente em estruturas de concreto, principalmente em áreas urbanas, que costumam apresentar alta concentração de dióxido de carbono emitido para o meio ambiente por veículos ou indústrias. A carbonatação ocorre quando o dióxido de carbono, que está naturalmente presente na atmosfera, penetra na superfície do concreto e reage com os álcalis presentes na pasta de cimento, neutralizando sua alcalinidade, levando a uma diminuição no pH do concreto a valores de 9,0 ou menos. O ambiente alcalino do concreto em torno do aço evita sua corrosão, pois promove a formação de uma fina película passiva na superfície do aço (passivação), quando a carbonatação atinge o aço, esta película protetora é destruída (despassivação) e na presença de oxigênio e umidade, induz a corrosão das armaduras.

A corrosão envolve um mecanismo de dano duplo: por um lado, reduz a seção transversal de aço, causando uma diminuição da resistência à tração da estrutura de

concreto armado; por outro lado, ele cria uma expansão volumétrica que leva à fissuração do concreto e em alguns casos ocasionando o desplacamento do cobrimento de concreto.

Segundo Felix et al. (2018), a reação de carbonatação ocorre na superfície do concreto e, com o tempo, progride para camadas mais internas até a armadura, chamada de fase de progressão da corrosão. Na fase de propagação, o hidróxido de ferro se transforma em hidróxido férrico e posteriormente se transforma em óxido férrico hidratado.

O fenômeno de propagação da corrosão é determinado pela taxa de corrosão e a capacidade da cobertura do concreto em suportar tensões internas. O óxido férrico não hidratado possui volume 2 vezes maior que a seção do aço. Já, para o óxido férrico ao hidratar-se, ocorre expansão ainda maior, acarretando no aumento de volume da interface aço-concreto de 6 a 10 vezes. Essa expansão ocasiona fissuração do concreto de cobrimento, facilitando a ação de degradação por agentes externos, conforme ilustrado na Figura 1 (FELIX et al., 2018).
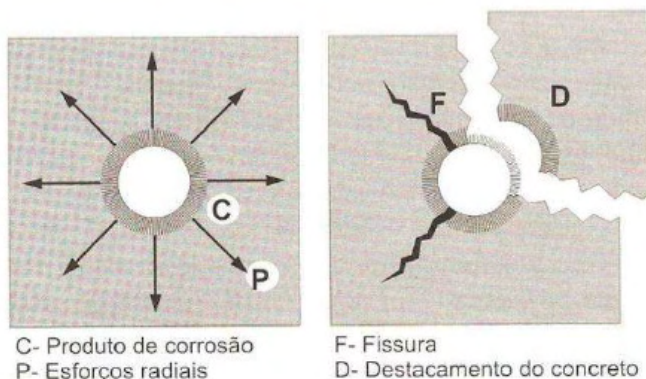
Figura 1. Expansão volumétrica das barras de aço (Felix et al. (2018).

No caso de corrosão induzida por carbonatação, o dano no concreto geralmente ocorre antes das consequências estruturais, produzindo consequências estéticas como manchas de ferrugem, fissuras, armaduras expostas à corrosão.

2.1.1 Passivação da armadura

As condições alcalinas do concreto proporcionam a formação de uma película passivadora sobre a superfície do aço. Essa película é gerada por uma rápida e extensa reação eletroquímica onde, em presença de oxigênio, há formação de um filme de óxidos fino e aderente ao aço, formando, na superfície do metal, uma camada protetora (POURBAIZ, 1987 apud MEIRA, 2004). Desde que essa película se mantenha estabilizada e inalterada, por ser densa e impenetrável, ela é suficientemente capaz de evitar a posterior corrosão do aço (BROOMFIELD, 1997).

2.1.2 Início e propagação da corrosão

O fenômeno de corrosão pode ser estudado segundo o modelo de vida útil de Tuutti, nesse modelo a primeira fase é a fase de iniciação da corrosão, na qual a armadura está passiva, porém ocorre o fenômeno da carbonatação ou penetração de cloretos na capa de cobrimento do concreto, o que pode provocar a despassivação da armadura. A segunda fase é a fase de propagação da corrosão que se inicia quando o aço é despassivado e acaba quando um estado limite é atingido, a partir do qual as consequências da corrosão não podem mais ser toleradas (TUUTTI, 1982).

A fase de iniciação depende essencialmente do transporte de agentes agressivos, tais como CO2 e íons cloretos, para o interior do cobrimento do concreto. Essa fase pode ser estimada como uma função da natureza do ambiente agressivo e do próprio concreto, como o cobrimento, falhas no adensamento, altas relações de água/cimento (porosidade), baixo teor de cimento e condições de cura.

A fase de propagação se caracteriza pelo desenvolvimento das reações de corrosão, as quais podem ser mais ou menos rápidas, em função das variáveis que controlam a cinética das reações, ou seja, disponibilidade de oxigênio, resistividade do meio, entre outros fatores.

Dessa forma, o concreto de cobrimento passa a ter um papel de extrema importância na proteção da armadura frente à corrosão. Segundo Helene (1986), o concreto de cobrimento possui a função de proteção química e proteção física. A proteção química garante a estabilidade da película passivadora da armadura e a proteção física dificulta a entrada de agentes agressivos externos e a sua chegada ao nível da armadura.

2.2 Realcalinização eletroquímica (ER)

Essa técnica foi desenvolvida no final da década de 1980 por John Miller, na Noruega e foi patenteada pela Norcure sendo usada principalmente no norte da Europa. A realcalinização eletroquímica (ER) visa restabelecer a alcalinidade do concreto perdida com o processo de carbonatação. Sendo um tratamento temporário e não destrutivo, a ER tem o objetivo de restabelecer a alcalinidade do concreto de cobrimento sem romper estruturalmente o concreto velho e sem a aplicação permanente de corrente elétrica, como requerido na técnica de proteção catódica (POLDER e Van den HONDEL, 1992).

Na carbonatação ocorre a diminuição do pH do concreto, que faz com que a camada passivadora em torno da armadura seja prejudicada, ocorrendo então, a corrosão das armaduras. Para tanto, o método busca aumentar o ph do concreto para restaurar e manter a película passivadora. Isso é possível porque durante o processo as reações entre oxigênio criam íons hidroxila na superfície do aço, o que ajuda atingir sua passividade (GOYAL et al., 2018 apud LACHOVICZ, 2020).

Segundo Bertolini (2012), a realcalinização eletroquímica é uma técnica baseada na aplicação de uma corrente catódica contínua no aço do concreto armado, juntamente com

uma peça embebida em solução alcalina.

Ribeiro et al. (2013), classificou a realcalinização como um tratamento que ocorre a partir de uma fonte de alimentação externa com um dos polos ligados ao aço (cátodo) e outro ligado a uma malha metálica auxiliar (ânodo), normalmente de titânio. Para esse processo, a estrutura deve estar embebida em um eletrólito, sendo comum neste caso a utilização da solução de carbonato de sódio, para então ser submetida a uma corrente contínua, que varia entre 0,8 e 2 A/m², durante algumas semanas, até que seja possível verificar o retorno da alcalinidade do concreto. Conforme ilustrado na Figura 2 e Figura 3.
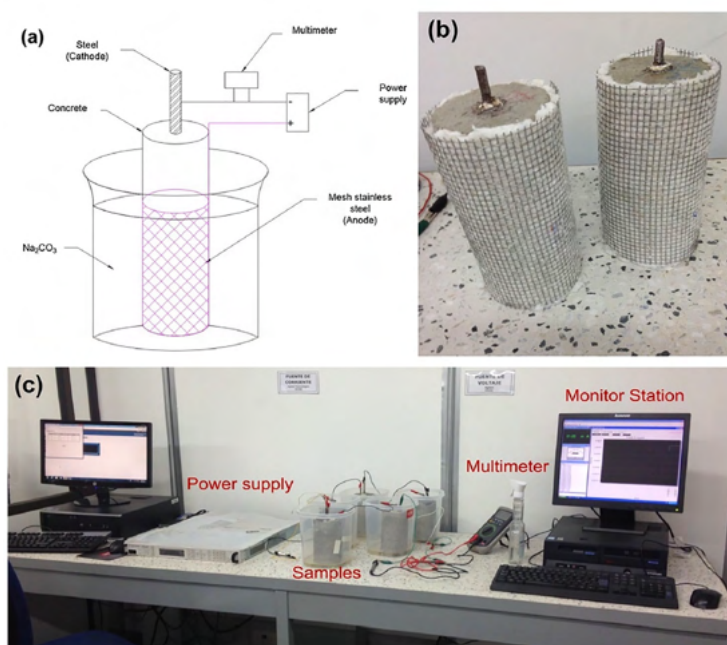
Figura 2. Tratamento de realcalinização: (a) configuração ER experimental, (b) amostras com fibra de celulose antes do tratamento ER, e (c) aplicação de ER. (Aguirre et al. (2018)).
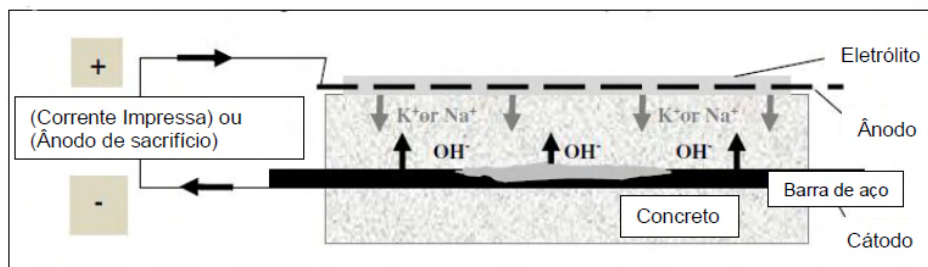
Figura 3. Esquema de realcalinização eletroquímica (Tong et al. (2012)).

Dessa forma, a solução alcalina (carbonato de sódio, lítio ou potássio) migra para o concreto carbonatado enquanto os íons hidroxila são, ao mesmo tempo, produzidos pela eletrólise da água ao redor da armadura. Assim, espera-se que esses fenômenos aumentem o ph e restabeleçam a passividade da armadura (TONG, 2012, apud LACHOVICZ, 2020).

Com a aplicação da corrente externa na armadura, a armadura passa a funcionar como um cátodo, produzindo, através de eletrólise da água, hidrogênio e hidroxila. Assim, a solução alcalina transportada para o interior do concreto carbonatado, em conjunto com as hidroxilas formadas ao redor da armadura, proporcionam um ambiente alcalino. Embora a produção de hidroxila favoreça aumento do pH do concreto, também pode ocasionar problemas como a fragilização da armadura por hidrogênio e diminuir a aderência existente entre a armadura e o concreto (GONÇALCES, 2003 apud ARAÚJO, 2009).

A ER do concreto ocorre em duas direções: Na primeira, do vergalhão em direção à superfície do corpo de prova, como consequência da corrente impressa. Na segunda, da superfície em direção ao reforço, como resultado da penetração do eletrólito. Essas duas contribuições geram duas frentes de realimentação através da cobertura de concreto, que progressivamente tendem a sobreposição. O tratamento de ER geralmente dura cerca de 1 a 3 semanas e é baseado na aplicação de correntes de aproximadamente 1A/m² em relação à superfície do aço (Polder e van den Hondel 1992; Mietz 1995; 1998; CEN / TS 2004).

Caso seja necessário realizar reparos na estrutura antes do início do tratamento, deve-se verificar a existência de continuidade elétrica entre as armaduras de forma a garantir a eficácia da técnica de realcalinização eletroquímica. Caso a continuidade elétrica esteja prejudicada, deve-se estabelecer conexões adicionais entre as armaduras para não ocasionar a formação de macro pilhas de corrosão. Outro cuidado, é quando à continuidade eletrolítica do concreto para estabelecer o circuito de corrente internamente. A existência de fissuras, de concreto desagregado, de ninhos de concretagem ou de outros defeitos, pode comprometer a passagem uniforme do fluxo de corrente. Antes de realizar a realcalinização eletroquímica, deve-se conhecer a espessura do cobrimento, pois, uma espessura de cobrimento uniforme garantirá a homogeneidade do fluxo de corrente durante o tratamento eletroquímico. Por último, antes de qualquer método eletroquímico de reabilitação, é necessário realizar uma limpeza da superfície do concreto para eliminar qualquer vestígio de poeira ou graxa (GONÇALCES, 2005 apud ARAÚJO, 2009).

A corrente elétrica introduzida no concreto é cessada quando a realcalinização atinge o nível desejado, a verificação é realizada com aspersão de indicadores de ph na superfície das amostras, normalmente utiliza-se fenolftaleína.

A evolução da realcalinização é ilustrada na Figura 4, o concreto inicialmente carbonatado, então, seguindo a aplicação da corrente, regiões alcalinas são formadas em torno das armaduras (devido à reação catódica) e da superfície externa (devido ao transporte do eletrólito alcalino). Conforme o tratamento continua, as regiões alcalinas

podem se estender para a espessura total do cobrimento de concreto.
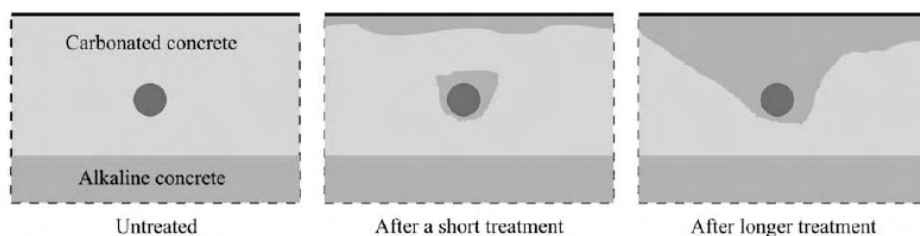
Figura 4. Representação esquemática do tratamento de realcalinização eletroquímica(Bertolini et al. (2008)).

O sistema anódico é aplicado na estrutura de concreto apenas durante o tratamento, em seguida, ele é removido, deixando a superfície inalterada. Esta peculiaridade torna o ER particularmente adequado para a conservação de edifícios históricos. É preferível em comparação com a técnica de reparo tradicional não apenas para estruturas de concreto, para as quais as superfícies não devem ser alterado, mas também por problemas estruturais, como pode acontecer com elementos ou quando as sobrecargas não são possíveis.

3 I COMPILAÇÃO DE EXPERIMENTOS

Alguns autores realizaram o método da realcalinização eletroquímica em seus experimentos, com variáveis malhas, corrente aplicada e dias utilizados no tratamento. Para tanto, essas informações foram compiladas e apresentada na Tabela 1, as quais foram detalhadas ao longo deste capítulo.

AUTORES	TIPO DE MALHA UTILIZADA	CORRENTE APLICADA	PERÍODO DE APLICAÇÃO
Bertolini et al. (2008)	Aço galvanizado e titânio	0,8 A/m²	17 dias
González et al. (2011)	Titânio	1 A/m²	20 dias
Bertolini et al. (2012)	Titânio	0,5 A/m²	21 dias
Ribeiro eu al. (2013)	Titânio	1 A/m²	15 dias
Aguirre et al. (2016)	Aço galvanizado	1 A/m²	15 dias
Aguirre, Guerrero (2018)	Aço inoxidável	1 A/m²	7, 15 e 21 dias

Tabela 1. Compilação de trabalhos realizados sobre realcalinização eletroquímica.

3.1 Trabalho de Bertolini et al. (2008)

O trabalho busca descrever a restauração dos pilares de concreto armado de uma torre sineira construída na década de 1920, a base da torre é feita de blocos de cimento e

tem uma altura de cerca de 40 m. A edificação possui 8 colunas circulares, todas as colunas são ocas, a espessura das faixas de parede de concreto de 55 a 78 mm.

Durante a restauração da torre sineira todos os elementos de concreto armado foram inspecionados visualmente, realizou-se medições de profundidade de carbonatação, potencial de aço e espessura da cobertura de concreto. As estruturas e acabamentos feitos de concreto armado mostraram claramente sinais de danos, principalmente devido à corrosão das barras de aço e subsequente desplacamento da cobertura de concreto, em particular as colunas mostraram vários pontos onde a corrosão das armaduras danificaram o concreto.

Em primeiro lugar, as conexões elétricas com os vergalhões foram preparadas, aproveitando os locais onde a superfície já estava danificada para evitar maiores danos ao concreto. Uma pequena placa de aço foi soldada ao reforço. Também um eletrodo de titânio ativado foi colocado nas proximidades de um vergalhão; este eletrodo foi usado como referência para o potencial medições durante o tratamento. A cobertura de concreto foi reparado com argamassa alcalina apenas nos locais onde estava danificado ou rachado.

Em seguida, o sistema anódico foi aplicado. A superfície a ser tratada foi coberta com uma camada de polpa de celulose embebida com uma solução de Na2CO3 1 M, envolvida com a malha anódica, coberto com outra camada de polpa de celulose e finalmente selado com um filme plástico.

O tratamento foi realizado com uma densidade de corrente de 0,8 A/m² no que diz respeito à superfície do aço, aplicado por 3 semanas. Durante o tratamento a polpa de celulose foi mantida úmida, adicionando-se a solução alcalina dentro do filme plástico. A Figura 5 mostra uma visão geral das colunas durante a aplicação do tratamento preliminar.

Figura 5. Aplicação do sistema anódico (Bertolini et al. (2008).

Depois da interrupção da corrente, o sistema anódico foi removido. Então foi realizado teste com fenolftaleína em vários núcleos de concreto que foram retirados de ambas as colunas, conforme a Figura 6.

Figura 6. Teste de fenolftaleína em um núcleo de concreto retirado da coluna após o tratamento preliminar (Bertolini et al. (2008).

O monitoramento realizado ao final de ambas as aplicações completas de realcalinização eletroquímica mostrou que o tratamento foi bem-sucedido, uma vez que o concreto foi alcalino em todos os pontos onde sua alcalinidade foi verificada. Também as medições de parâmetros elétricos, como o controle potencial de forçamento durante e após o tratamento, mostrou as tendências típicas esperadas após a aplicação de um forte catódico polarização, ou seja, o potencial atingiu valores muito negativos durante o tratamento e, após desligar a corrente, aumentou para valores mais altos após a despolarização do aço. Pode, portanto, pode-se concluir que após o tratamento o concreto em contato com o reforço era alcalino, promovendo sua proteção contra corrosão. Espera-se que esta proteção opere por pelo menos várias décadas.

3.2 Trabalho de González et al. (2011)

O artigo busca analisar o efeito do carbonato de sódio (Na_2CO_3) e do carbonato de potássio (K_2CO_3) anólito utilizado na ER de concreto parcialmente carbonatado. A influência do tipo de concreto na capacidade de recuperar alcalinidade também será analisada utilizando duas marcas comerciais de cimento comumente utilizado no México. Assim, verificou-se que vários fatores têm impacto na eficiência do RE, alguns deles atribuíveis à microestrutura do concreto, e outros inerentes à própria técnica.

Partindo do pressuposto de que o ER deve ser aplicado como método preventivo, a abordagem desta pesquisa concentra-se no concreto apresentando carbonatação parcial,

por exemplo, onde a frente de carbonatação (revelada através da técnica da fenolftaleína) não atingiu a armadura. Dois cimentos Portland de qualidade comercial chamados CPC e CPP foram utilizados nas misturas de concreto.

A técnica de ER foi aplicada da seguinte forma: Ânodos de malha de titânio foram fixados nas amostras paralela à superfície de realcalinização para fornecer os contatos elétricos, conforme Figura 7.
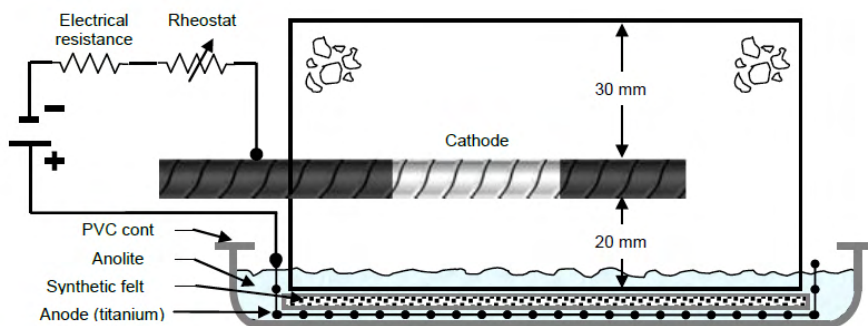
Figura 7. Esquema da configuração do experimento (González et al. (2011).

Em seguida, as amostras foram colocadas em recipientes de PVC. A imersão parcial da superfície de realcalinização das amostras reduziu sua resistência elétrica e, consequentemente, os problemas de limitação de corrente ou tensão foram superados. Uma corrente constante de 1 A/m² de reforço de aço foi aplicado entre os dois eletrodos (vergalhão e ânodo de malha de titânio) por 20 dias.

Em todos os casos, a superfície de redimensionamento está na parte inferior das imagens. Antes do RE, duas áreas mostraram claramente a carbonatação parcial da profundidade de cobertura do concreto obtida após a indução da carbonatação. A profundidade média do concreto carbonatado foi de 15 mm.

Durante o tempo de aplicação do ER, foi observada uma recuperação na alcalinidade do concreto, principalmente da superfície de contato entre o anólito e a amostra. Neste caso, a aplicação de fenolftaleína mostrou progressão da profundidade realcalinizada. Após 13 dias da aplicação RE, da região carbonatada inicial apresentou uma tonalidade rosa, demonstrando um aumento no pH do concreto acima de 9,5 nesta região. Em contraste, como pode ser visto nas diferentes imagens da Figura 8, o tamanho da área não carbonatada inicial ao contorno do reforço de aço não pareceu sofrer quaisquer mudanças significativas durante o ER.

Time (days)	Electrochemical Realkalisation (ER) with the two anolytes	
	Na_2CO_3	K_2CO_3
Prior to ER		
5		
9		
13		
17		
20		

Figura 8. Resultados de pulverização de fenolftaleína em fratura recente de amostras em 0, 5,9, 13, 17 e 20 dias de realcalinização (González et al. (2011).

A aplicação de ER em amostras parcialmente carbonatados utilizando carbonato de sódio e do carbonato de potássio como anólitos, nos permite concluir que:

Nas condições experimentais da técnica, a recuperação do pH (realcalinização) em superfície de concreto (8 mm de profundidade de cobertura) é obtida principalmente durante os primeiros 5 dias, um período em que um maior aumento na alcalinidade é obtido. No entanto, foram necessários 13 dias para alcançar a realcalinização de concreto inicialmente carbonatado.

O tipo de anólito não tem influência direta na recuperação do pH em nenhum dos tipos de concreto. Neste caso, o nível de pH alcançado na zona próxima à armadura de aço e ao da superfície do concreto é influenciada pelo tipo de cimento usado e o nível de pH inicial do concreto matriz. Independentemente do anólito e do tipo de concreto utilizado, a ER é incapaz de restaurar o pH para um valor semelhante ao do concreto não carbonatado.

3.3 Trabalho de Bertolini et al. (2012)

Para investigar a eficiência da técnica da ER e esclarecer alguns aspectos relacionados a sua durabilidade, uma pesquisa experimental foi realizada em prismáticos de pequeno porte moldados com argamassa. A argamassa tinha relação A/C de 0,65 com dimensões de 40 x 40 x 160 mm, e 40 x 40 x 150 mm, contendo uma barra de aço carbono,

com diâmetro de 10 mm, colocada ao longo do eixo. Dois fios de titânio ativado foram colocados paralelo a barra de aço intereletrodos finais para medições eletroquímicas.

Em seguida, os corpos de prova foram curados a úmido por 7 dias, então, após 1 semana em condições de laboratório, eles foram colocados em uma câmara de carbonatação acelerada com 2% de CO2. Assim que elas foram completamente carbonatadas, foram colocadas dentro de uma câmara climática e mantidas a 20°C e altos níveis de umidade relativa (95% UR) a fim de promover a corrosão do aço.

Então realizou-se a técnica de ER, colocando as amostras sobre uma camada de polpa de celulose embebida em solução alcalina de carbonato de sódio (Na_2CO_3). A corrente aplicada foi 0,5 A/m² referido à superfície do aço e fornecido por uma malha de titânio ativado embutido dentro da polpa de celulose, que estava ligada ao terminal positivo de um gerador, enquanto a barra de aço foi conectada ao terminal negativo. No final de cada intervalo de tempo, os corpos de prova foram cortados transversalmente ao vergalhão para verificar a realcalinização da argamassa.

Os resultados dos testes de fenolftaleína nas amostras sujeitas à absorção da solução alcalina de carbonato de sódio são apresentados na Figura 9, que mostra as áreas com pH superior a 9 na superfície dividida após durações de teste de 7, 14 e 21 dias.
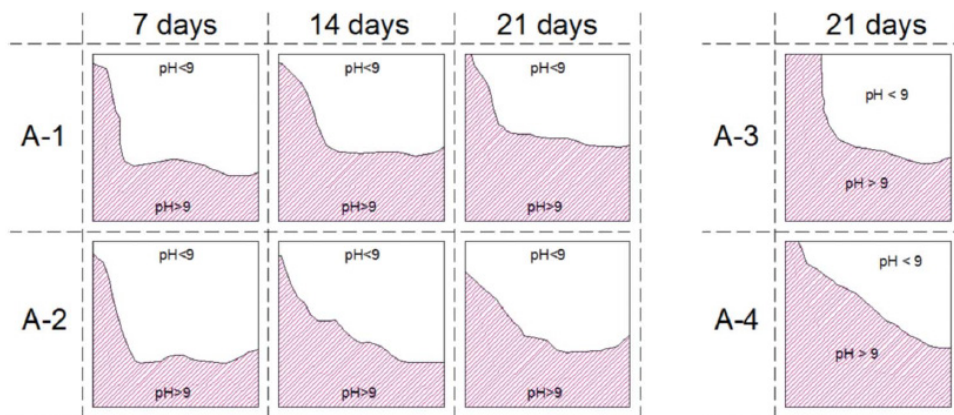
Figura 9. Evolução da realocalização da argamassa avaliada com indicador fenolftaleína (Bertolini et al. (2012).

A quantidade de argamassa realcalinizada devido à penetração da solução foi avaliada como a porcentagem da superfície com pH superior a 9 em relação à superfície total da seção, conforme resultados apresentados na Figura 10.

		pH>9		
Specimen	Duration (days)	(cm^2)	(%)	(% avg)
A-1	7	6.48	40.5	38.7
A-2	7	5.90	36.9	
A-1	14	8.19	51.2	47.7
A-2	14	7.06	44.1	
A-1	21	9.05	56.6	55.9
A-2	21	8.85	55.3	
A-3	21	7.49	46.8	
A-4	21	10.11	63.2	

Figura 10. Quantidade de área realcalizada avaliada com indicador de fenolftaleína (Bertolini et al (2012).

A Figura 11 mostra a evolução da realcalinização nas amostras reforçadas submetido a tratamento ER com densidade de corrente de 0,5 A/m² aplicada em diferentes períodos.
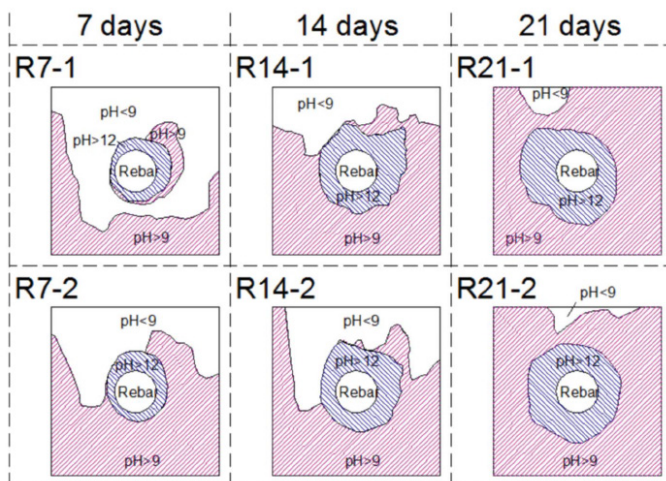
Figura 11. Evolução da realcalinização da argamassa avaliada com indicador fenolftaleína e indicador universal ligado espécimes reforçados sujeitos a tratamento de realcalinização eletroquímica (Bertolini et al. (2012).

3.4 Trabalho de Ribeiro et al. (2013)

Este trabalho estuda a influência do tipo de cimento, a relação água/cimento e reforço cobertura de concreto na realcalinização eletroquímica de concretos carbonatados e sua eficiência na repassivação de armaduras.

Para realização dos experimentos os autores moldaram corpos de prova prismáticos com 8 x 8 x 8 cm, as relações água/cimento foram fixadas em 0,55 e 0,65, duas barras de reforço com 6,3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento foram embutidas em cada corpo

de prova respeitando 1 ou 2,5 cm de cobertura de concreto.

Os corpos de prova foram submetidos ao processo de carbonatação acelerada, em uma câmara de carbonatação saturada sob 75 ± 5% de umidade relativa e 28,5 ± 1 ° C de temperatura, por um período de 180 dias.

Então, os corpos de prova foram submetidos ao tratamento de ER até ocorrer a realcalinização do cobrimento de concreto, os ânodos foram realizados com malha de titânio colocado na superfície da amostra e o eletrólito foi carbonato de sódio, a corrente aplicada foi entre 0,8 e 2 A/m².

A Figura 12 mostra o avanço da realcalinização no concreto durante o tratamento, observando claramente que o processo de realcalinização começou próximo ao reforço e avançou progressivamente em direção à superfície de concreto, no último caso, as amostras foram extraídas 30 dias após o tratamento. Isso indica que a eletrólise da água na região do cátodo foi o principal fenômeno envolvido na realcalinização da cobertura de concreto neste experimento. Observou-se também que o tratamento aumenta a alcalinidade do concreto na cobertura total de concreto, incluindo as camadas próximas a superfície. Este comportamento foi observado para todos os concretos estudados, confirmando a eficiência do tratamento de ER.
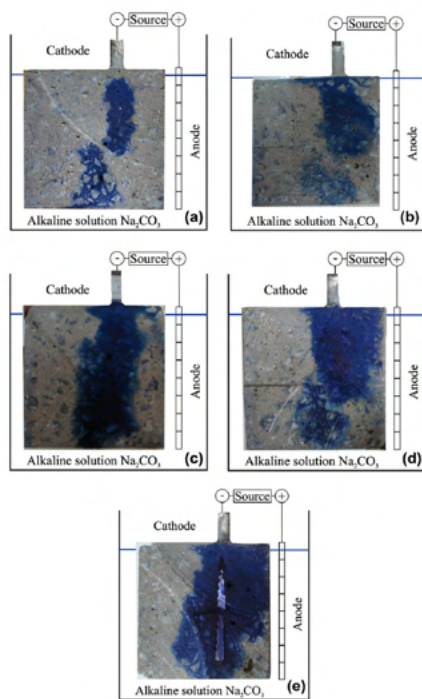
Figura 12. Monitoramento visual do avanço da frente de realcalização durante o tratamento (Ribeiro et al. (2013).

Levando em consideração que a eletrólise da água é o principal fenômeno envolvido, a carga total passada é a variável que fortemente influencia a realcalinização. O número de hidróxidos gerados perto do reforço é uma consequência da corrente aplicada durante o tratamento. Isso significa que, quanto mais longo o tratamento, mais hidróxidos são gerados e níveis mais elevados de alcalinidade são alcançados próximo a região de reforço.

A espessura da camada de concreto influencia o tempo exigido para completar o processo de realcalinização. Uma cobertura de concreto mais espessa exige mais tempo e, consequentemente, mais carga para produzir alcalinidade para toda a região de cobertura de concreto.

3.5 Trabalho de Aguirre et al. (2016)

Este trabalho estuda a influência de duas adições pozolânicas, metacaulim (MK) e sílica ativa (SF), e a relação água/aglutinante na realcalinização eletroquímica de argamassas reforçadas como técnica para prevenir a corrosão das armaduras em estruturas de concreto carbonatadas. Foram preparadas misturas com adição de 10% em substituição ao cimento nas relações a/b de 0,45 e 0,65. Os corpos de prova foram expostos à carbonatação em uma câmara sob condições controladas (1% CO2 , 65% UR e 25 ° C), até atingirem dois níveis de carbonatação, um nível parcial (50%) e um nível completo (100%). Então iniciou-se o tratamento com ER utilizando ânodo externo galvanizado com malha de aço e eletrólito alcalino de carbonato de sódio. Polpa de celulose foi colocada entre o ânodo externo e a superfície de concreto, então uma densidade de corrente de 1 A/m² foi aplicada por 15 dias.

A Figura 13 mostra as amostras antes e depois da ER. A coloração magenta pode ser observada após o tratamento ER, que é indicativo de regiões não carbonatadas em regiões que foram anteriormente incolor e é onde o aumento do pH é deduzido nas amostras para ambos os níveis de carbonatação (50 e 100%). Deve-se notar que a coloração violeta ocorre mais na parte central das amostras, em torno do reforço de aço, o que coincide com os resultados apresentados por Bertolini 2012.
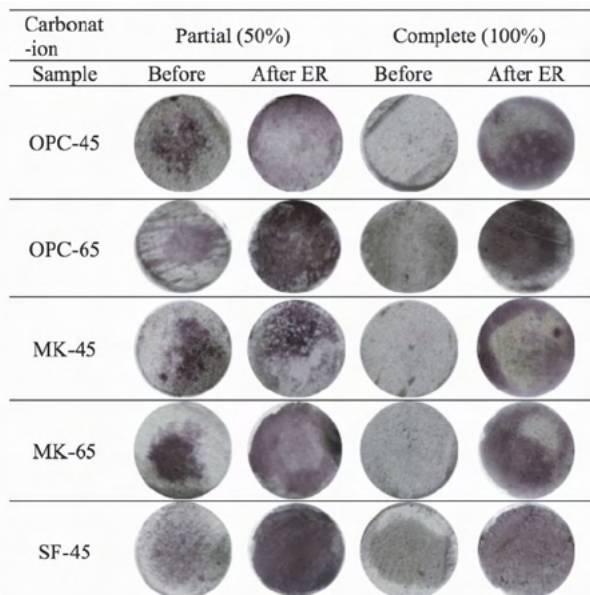
Figura 13. Evolução da frente de carbonatação parcial/completa antes e após ER (Aguirre et al. (2016).

Observa-se também que no caso parcial de carbonatação, a frente de realcalinização é superior em comparação como do nível de carbonatação completo.

3.6 Trabalho de Aguirre-Guerrero (2018)

O trabalho realizado pelos autores visa avaliar a eficiência da aplicação de realcalinização eletroquímica como técnica de concreto armado misturado parcialmente carbonatado usando duas adições pozolânicas, metacaulim (MK) e sílica ativa (SF), em substituição a 10% de cimento, além disso, um concreto sem adições (OPC) exposto as mesmas condições de carbonatação e realcalinização foram usadas como o material de referência. Os autores moldaram corpos de prova cilíndricos com dimensões de 76,2 mm de diâmetro x 152,4 mm de altura, o concreto foi exposto a condições climáticas controladas (1% CO2, 65% UR, 25 ° C) até que 65% de carbonatação fosse alcançada (sem pré-corrosão inicial).

Posteriormente, o tratamento com ER foi aplicada por um período de 7, 15 e 21 dias para a especificação de concreto; no caso de concretos misturados, um único período de 15 dias foi realizado. Em todos os casos, foi utilizado carbonato de sódio (Na 2 CO 3) como um eletrólito e aplicado uma densidade de corrente de 1 A/m², a malha utilizada foi de aço inoxidável.

As Figura 14 e Figura 15 demonstram o progresso do realcalinização obtida para o concreto sem adições pozolânicas (OPC), após 7, 15 e 21 dias de tratamento. A ER ocorre em duas direções: do aço para a superfície (interno) e da superfície do concreto ao

aço (externo). A frente interna ocorreu devido à produção de alcalinidade (OH À) induzida pela aplicação de uma corrente catódica. O frente externa ocorreu devido à penetração do eletrólito alcalino através do concreto.

Conforme a idade de tratamento é aumentada, os concretos são reabilitados mais efetivamente, portanto, na idade de 21 dias de tratamento, o frentes internas e externa final se sobrepõem em quase toda a circunferência. A evolução da recuperação da alcalinidade da matriz de concreto tratada é evidente.
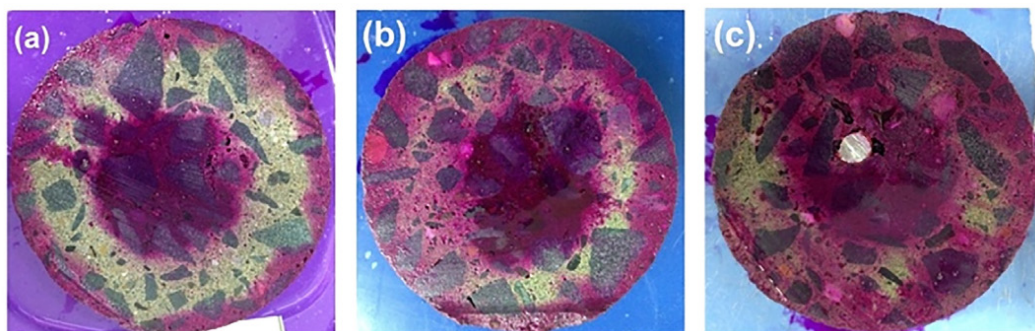
Figura 14. Monitoramento visual da evolução da frente ER para as amostras sem adições pozolânicas em diferentes idades de tratamento: (a) 7 dias, (b) 15 dias e (c) 21 dias (Aguirre-Guerrero et al. (2018).
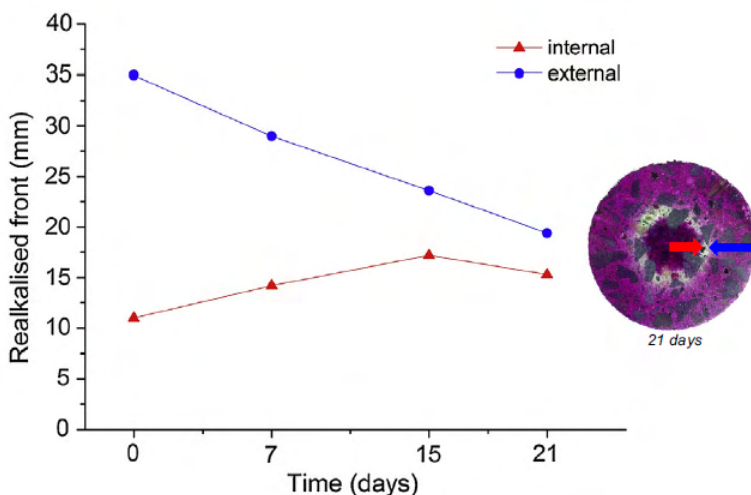
Figura 15. Frente realcalinização para as amostras sem adições pozolânicas em diferentes idades de tratamento (Aguirre-Guerrero et al. (2018).

As Figura 16 mostra o progresso do realcalinização obtida para o concreto com adições pozolânicas (metacaulim e sílica ativa) comparando com o obtido para o concreto sem adições com a mesma idade de tratamento. O concreto OPC sem adições apresenta

o maior avanço da ER em relação aos concretos com adições, o que é esperado porque a permeabilidade dos concreto MK e SF são muito mais baixos do que o concreto OPC.
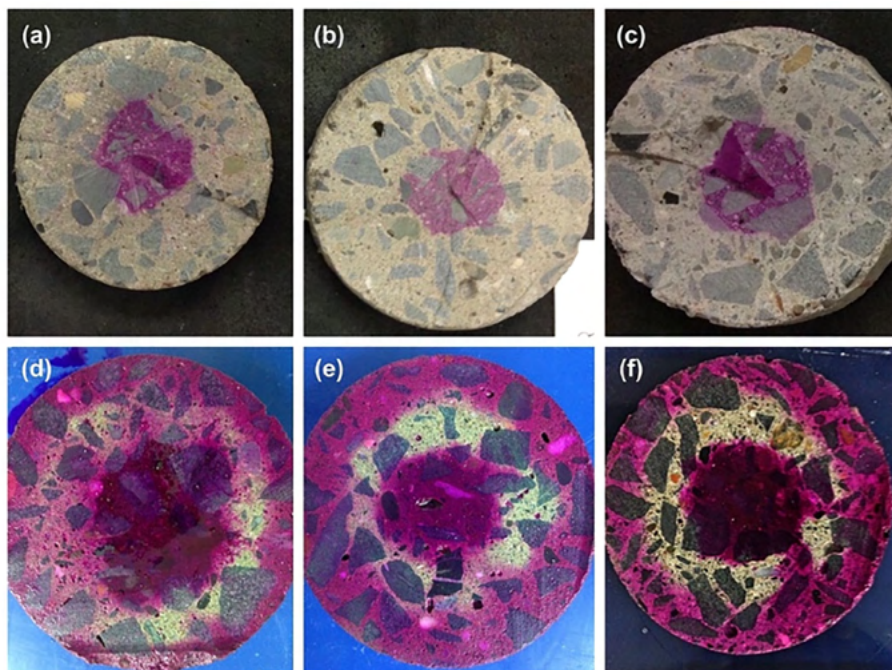
Figura 16. Monitoramento visual da evolução da frente ER aos 15 dias de tratamento para corpos de prova com e sem adições: (a), (b), e (c) concretos OPC, MK e SF antes ER, respectivamente; (d), (e) e (f) concretos OPC, MK e SF após ER, respectivamente. (Aguirre-Guerrero et al. (2018)).

4 | CONCLUSÕES

Com base nos trabalhos realizados pelos autores pode se concluir que, apesar de estudos evidenciarem a técnica, não existe um padrão para aplicação da mesma e, portanto, novas pesquisas podem colaborar para o aprimoramento e melhoria do método.

Conforme os resultado obtidos no experimento realizados pelos autores, os estudos demonstraram a eficácia desta técnica, cumprindo com os objetivos propostos de reestabelecer a alcalinidade em estruturas de concreto carbonatadas.

Em resumo, nas condições experimentais desenvolvidas nesta investigação, todos os resultados levam à conclusão de que a realcalinização eletroquímica pode ser aplicada como uma técnica preventiva em concreto parcialmente carbonatado.

O tratamento dura de alguns dias ou semanas, então, quando toda a cobertura de concreto for realcalinizada, o ânodo externo que fornecia a corrente é removido, deixando a superfície inalterada. Além disso, o ER não exige a substituição do concreto carbonatado se ele não estiver danificado, por isso pode ser vantajoso em comparação com o reparo

tradicional, que geralmente requer a remoção de grandes quantidades de concreto.

Com base nos experimentos, evidencia-se que o processo de realcalinização eletroquímica pode agir de maneira preventiva nas estruturas de concreto armado, evitando assim a diminuição do ph e, consequentemente, a carbonatação e corrosão das armaduras.

Bertolini et al. (2016) mencionou que a aplicação da técnica apresenta vários efeitos secundários potenciais, tais como fragilização por hidrogênio, reação álcali-agregado, e perda de adesão, e afirmam que um nível extremamente elevado a densidade de corrente pode afetar a microestrutura do concreto.

Apesar de ser um processo eficiente, a ER não pode reverter situações em que o aço está com grandes corrosões que comprometa a seção da armadura, desse modo, a aplicação deve ser realizada em estruturas que possuem corrosão em estado inicial. Esse método também pode ser considerado um procedimento de manutenção preventiva nas estruturas, reduzindo os custos de intervenção e prolongando a vida útil da estrutura, mas não deve ser classificado como uma reabilitação.

REFERÊNCIAS

AGUIRRE, A. M. et al. Study of a repair technique in carbonated blended mortars: Electrochemical re-alkalization. Dyna, v. 83, n. 196, p.93-99, 20 abr. 2016. Universidad Nacional de Colombia. DOI: http://dx.doi.org/10.15446/dyna.v83n196.49249.

AGUIRRE-GUERRERO, A. M.; GUTIÉRREZ, R. M. Efficiency of electrochemical realkalisation treatment on reinforced blended concrete using FTIR and TGA. Construction And Building Materials, v. 193, p.518-528, dez. 2018. Elsevier BV. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.195.

BERTOLINI, L.; CARSANA, M.; REDAELLI, E. Conservation of historical reinforced concrete structures damaged by carbonation induced corrosion by means of electrochemical realkalisation. Journal of Cultural Heritage, v. 9, n. 4, p.376-385, set. 2008. Elsevier BV. DOI: http://dx.doi.org/10.1016/j.culher.2008.01.006.

BERTOLINI, L.; SPAGNOLO, S. L.; REDAELLI, E. Electrochemical Realkalization as a Conservation Technique for Reinforced Concrete. International Journal of Architectural Heritage, [s.l.], v. 6, n. 2, p.214-227, mar. 2012. Informa UK Limited. http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2010.528147.

FIGUEIREDO, E.J.P. Avaliação do Desempenho de Revestimentos para Proteção da Armadura Contra a Corrosão Através de Técnicas Eletroquímicas – Contribuição ao Estudo de Reparo de Estruturas de Concreto Armado. 423 p. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1994.

GONZÁLEZ, F. et al. Electrochemical Realkalisation of Carbonated Concrete: an Alternative Approach to Prevention of Reinforcing Steel Corrosion. International Journal of Electrochemical Science. p. 367-378. fev. 2011.

GONZÁLEZ, J.a. et al. On the effectiveness of realkalisation as a rehabilitation method for corroded reinforced concrete structures: Zur Wirksamkeit der Realkalisierung als Instandsetzungsmethode fuÈ r korrodierte Stahlbetonbauwerke. Materials and Corrosion. Weinheim, p. 97-103. jan. 2000.

HELENE, P. R. Contribuição ao estudo da corrosão em armaduras de concreto armado. 1993. 248 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

P.F.G. Banfill, Re-alkalisation of carbonated concrete — Effect on concrete properties, Constr. Build. Mater. 11 (4) (1997) 255–258, https://doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00045-7.

REDAELLI, E.; BERTOLINI, L. Resistance to carbonation of concrete after re-alkalization by absorption of sodium carbonate solution. Studies In Conservation, 113 [s.l.], v. 61, n. 5, p.297-305, 4 abr. 2016. Maney Publishing. http://dx.doi.org/10.1179/2047058415y.0000000011.

RIBEIRO, P.H.L.C. Realcalinização eletroquímica de estruturas de concreto armado carbonatadas inseridas no meio urbano: influência de características da estrutura no comportamento do tratamento. 2009. 143 f. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental) - Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2009.

RIBEIRO, P.H.L.C. et al. Electrochemical realkalisation of carbonated concretes – Influence of material characteristics and thickness of concrete reinforcement cover. Construction and Building Materials, [s.l.], v. 40, p.280-290, mar. 2013. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.076.

TONG, Y. et al. Efficiency investigations of electrochemical realkalisation treatment applied to carbonated reinforced concrete — Part 1: Sacrificial anode process. Cement and Concrete Research, [s.l.], v. 42, n. 1, p.84-94, jan. 2012. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.08.008.

XIONG, Y.; DENG, S.; WU, D. Experimental Study on Compressive Strength Recovery Effect of Fire-damaged High Strength Concrete after Realkalisation Treatment. Procedia Engineering, [s.l.], v. 135, p.476-481, 2016. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.proeng.2016.01.158.

CAPÍTULO 11

ESTUDO DA ATIVIDADE POZOLÂNICA DE RESÍDUOS AGROINDUSTRIAIS ATRAVÉS DE MEDIDAS DE PH E CONDUTIVIDADE ELÉTRICA EM SUSPENSÕES CAL:RESÍDUO

Data de aceite: 01/01/2022
Data de Submissão: 19/11/2021

Lucas Gil Duarte
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" campus de Ilha Solteira
Ilha Solteira, SP
http://lattes.cnpq.br/9883048268970275

Letícia Freitas Assis
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", campus de Ilha Solteira.
Ilha Solteira, SP
http://lattes.cnpq.br/1370885928845413

Gean Pereira da Silva Junior
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", campus de Ilha Solteira
Ilha Solteira, SP
http://lattes.cnpq.br/1741116304139425

Alan Henrique Vicentini
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", campus de Ilha Solteira
Ilha Solteira, SP
http://lattes.cnpq.br/7637591593814961

Mauro Mitsuuchi Tashima
Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", campus de Ilha Solteira
Ilha Solteira, SP
http://lattes.cnpq.br/2644132857349338

RESUMO: Estudos mostram que a indústria da construção civil se caracteriza como um dos maiores consumidores de recursos naturais e de energias não renováveis. Com o aumento populacional, espera-se que aumente, também, a demanda por estes recursos, fazendo com que a emissão de CO_2 na atmosfera, consequentemente, sofra o mesmo destino. Assim como na construção civil, a agroindústria também é responsável pela geração de resíduos que, na maioria das vezes, são descartados erroneamente e inapropriadamente, causando prejuízos ecológicos. Dessa maneira, surge, então, a necessidade de buscar alternativas sustentáveis visando, ao menos, mitigar esses prejuízos. Uma dessas alternativas consiste na substituição do clínquer por materiais cimentícios suplementares. No caso de estes apresentarem características pozolânicas, os mesmos podem ser utilizados como adições ativas ao cimento Portland, uma vez que apresentam capacidade de reagir com o hidróxido de cálcio, CH, produzido durante a hidratação do cimento Portland. Nesse projeto, busca-se avaliar a eficácia de três resíduos agroindustriais (cinza da casca de banana, cinza da casca de soja e cinza da casca de café), caracterizando, então, a reatividade pozolânica de cada um destes. Para isto, serão realizadas medidas de pH e de condutividade elétrica de suspensões cal:pozolana.

PALAVRAS-CHAVE: Materiais Pozolânicos; Resíduos Agroindustriais; Materiais Cimentícios Suplementares.

ASSESSMENT OF POZZOLANIC ACTIVITY OF AGROINDUSTRIAL WASTE MATERIALS BY MEANS OF PH AND ELETRICAL CONDUTIVITY MEASUREMENTS OF LIME: WASTE SUSPENSIONS

ABSTRACT: Studies show that the construction industry is characterized as one of the largest consumers of natural resources and non-renewable energy. With the population increase, it is expected that the demand for these resources will also increase, causing the CO_2 emission in the atmosphere, consequently, to suffer the same fate. As in civil construction, the agribusiness is also responsible for the generation of waste that, in most cases, is erroneously and inappropriately discarded, causing ecological damage. Thus, the need arises to seek sustainable alternatives, aiming at least to mitigate these losses. One of these alternatives is the replacement of clinker by supplementary cementitious materials. If they have pozzolanic characteristics, they can be used as active additions to Portland cement, since they have the ability to react with calcium hydroxide, CH, produced during the hydration of Portland cement. In this project, it seeks to evaluate the effectiveness of three agro-industrial residues (ash from banana peel, ash from soybean peel and ash from coffee peel), characterizing, then, the pozzolanic reactivity of each of these. For this, pH and electrical conductivity measurements of lime:pozzolan suspensions will be performed.
KEYWORDS: Pozzolanic Materials; Agro-industrial Waste; Supplementary Cementitious Materials.

1 I INTRODUÇÃO

Com o desenvolvimento das sociedades, houve o aumento da dependência de recursos naturais e não renováveis para atender às demandas dos consumidores (EL-DIEB; KANAAN, 2018). A expansão da indústria da construção, uma das principais consumidoras desses recursos, ocasiona o aumento das emissões de dióxido de carbono ($CO_{2)}$, devido à produção de cimento, elevando a temperatura da superfície da Terra, e causando um aumento significativo na quantidade de resíduos. (BASTO; JUNIOR; NETO, 2019; MISTRI *et al.*, 2020).

O cimento é, em massa, o produto mais manufaturado do planeta. Ao ser combinado com água e agregados minerais, forma-se o concreto, caracterizado como o material antrópico mais consumido no mundo. (EL-DIEB; KANAAN, 2018; SCRIVENER; JOHN; GARTNER, 2018). Todavia, o processo de descarbonatação do calcário para a formação do clínquer e a combustão de combustíveis fósseis para o consumo de energia são os responsáveis pelas emissões de CO_2, contribuindo entre 5% e 8% das emissões globais anuais de gases do efeito, sendo uma quantidade substancial maior que as emissões anuais de CO_2 da maioria dos países, e um pouco menor que as emissões dos EUA e da China (EL-DIEB; KANAAN, 2018; BASTO; JUNIOR; NETO, 2019; ABRÃO, 2020).

Dentre os estudos relacionados quanto à mitigação dessas emissões prejudiciais, tem-se a substituição parcial do cimento Portland por materiais reciclados, como é o caso do material cimentante suplementar (MCS) (MORAES *et al.*, 2019).

Caso esse MCS apresente características pozolânicas (ou seja, capacidade de ser combinado com o hidróxido de cálcio (CH), liberado na hidratação do cimento Portland, resultando na formação de silicatos de cálcio hidratado (C-S-H), à temperatura ambiente), este pode apresentar soluções tecnicamente viáveis para melhorar o desempenho, durabilidade e diminuir os custos de produção (RAASK; BHASKAR, 1975; CORDEIRO *et al*., 2019). A maioria das pozolonas consistem em derivados de indústria e da agroindústria; por exemplo, a sílica ativa, a cinza volante, cinza da casca de arroz e cinza da folha do bambu (MORAES *et al*., 2019; ISAIA *et al*., 2017).

Quando os excedentes desses derivados não são destinados adequadamente, podem provocar problemas ambientais relacionados com a poluição do solo e do ar (ISMAIL *et al*., 2020; MOTA *et al*., 2020). Uma vez que esses resíduos possuam potenciais em uso, como biomassa para geração de energia, o produto final, que seria a cinza, pode ser aproveitado no campo da construção civil, por exemplo, como fonte pozolânica, promovendo um benefício mútuo do progresso da construção em harmonia com o meio ambiente (MOTA *et al*., 2020).

Estudos feitos com resíduos agroindustriais têm obtidos resultados satisfatórios, como é o caso da utilização da cinza da casca do arroz (ISAIA *et al*., 2017), cinza da folha do bambu (MORAES *et al*., 2019) e cinza da folha de bananeira (MOTA *et al*., 2020).

A banana é a fruta mais consumida no Brasil e a segunda no mundo, atrás apenas da laranja (MOTA *et al*., 2020). A primeira apresenta uma produção anual equivalente a 144 milhões de toneladas, sendo responsável pela geração de grandes quantidades de resíduos de material vegetal, como folhas, pseudocaules e cascas (MOTA *et al*., 2020; LAPO *et al*, 2020). Cada tonelada de banana gera, aproximadamente, 300 kg de casca de banana (LAPO *et al*, 2020).

A soja apresenta uma safra mundial de 362,5 milhões de toneladas, sendo o Brasil o segundo maior produtor do grão. Para cada tonelada dessa produção, são geradas aproximadamente 50 kg de casca de soja (DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DOS ESTADOS UNIDOS, 2020b; ROCHA; ROESLER; BURKERT, 2018). A reatividade pozolânica desta cinza ainda não foi tema de um estudo proposto, sendo, portanto, algo inédito.

O café é uma das *commodities* mais importantes do mundo (BLINOVÁ *et al*., 2017). A produção total de café, em 2018, foi de aproximadamente 10,1 milhões de toneladas; sendo que o processo industrial de conversão da fruta crua da planta do café no café acabado acarreta uma considerável quantidade de resíduos sólidos e águas residuais (BLINOVÁ *et al*., 2017; NUNES *et al*. 2020). Para cada quilograma da produção desse grão, 1 kg de casca de café é gerada (DEMISSEW; FUFA; ASSEFA, 2019).

Devido à elevada complexidade do termo “pozolanicidade”, para a determinação da atividade pozolânica de um determinado material, várias técnicas foram realizadas ao longo do tempo (LUXÁN; MADRUGA; SAAVEDRA, 1989). A primeira técnica foi realizada

por Raask e Bhaskar (1975), que propuseram um método visando avaliar a atividade pozolânica através de aferições de condutividade elétrica (TASHIMA *et al*., 2014).

Outras técnicas, por exemplo, foram as realizadas por Luxán; Madruga; Saavedra (1989) e por Payá *et al.* (2001). No primeiro exemplo, tendo como base a medição da condutividade elétrica em uma solução saturada de cal hidratada, foi proposto um método simples e rápido para a determinação indireta da atividade pozolânica de pozolanas naturais: analisar a redução da condutividade elétrica de uma suspensão de cal hidratada/pozolana, através da interação dos íons Ca^{2+} e OH^{-}. O método, porém, só é válido para produtos naturais e, além disso, apresenta dificuldade na preparação da solução saturada de hidróxido de cálcio (TASHIMA *et al*., 2014; PAYÁ *et al*., 2001).

Payá *et al.* (2001), por outro lado, visando simplificar o método de Luxán; Madruga; Saavedra (1989), propuseram um método com o objetivo de analisar as cinzas volantes através da utilização de soluções insaturadas de cal hidratada. Foi considerada, também, a contribuição, nas medidas de condutividade elétrica e de pH, dos íons liberados no meio aquoso (TASHIMA *et al*., 2014; PAYÁ *et al*., 2001).

No caso deste trabalho, tem-se como objetivo a caracterização da reatividade pozolânica de três resíduos agroindustriais, que consistem na cinza da casca de banana (CCB), na cinza da casca de soja (CCS) e na cinza da casca de café (CCC). Isto será feito através de medições de pH e de condutividade elétrica em suspensões CH/pozolana. Para cada resíduo foram preparadas diferentes proporções dessa suspensão (2,0:8,0; 2,5:7,5; 3,0:7,0; 3,5:6,5; 4,0:6,0; 4,5:5,5).

2 I MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

2.1 Materiais

Os resíduos agroindustriais estudados nesta pesquisa foram obtidos na região da cidade de Ilha Solteira, SP. As cinzas desses resíduos (casca de banana, casca de soja e casca de café), entretanto, foram produzidas em laboratório, buscando um melhor controle de temperatura e tempo de calcinação (600°C durante 1 h), uma vez que se desejava a queima total de cada cinza, a decomposição da matéria orgânica e elevar a proporção de material no estado amorfo.

Os materiais utilizados para a realização desta pesquisa foram o CH de elevada pureza (>95%), frascos Erlenmeyer de 125 mL (seis para cada resíduo estudado), filme plástico e água deionizada. Para a aceleração da reação entre o hidróxido de cálcio e as cinzas estudadas, houve o auxílio de um banho termostático com agitação da marca Julabo SW22. Para a caracterização da reatividade pozolânica de cada cinza, os equipamentos manuseados foram o pHmetro PG2000 GEHAKA (para as aferições de pH) e do Condutivímetro CG2000 GEHAKA (para as aferições de condutividade elétrica).

2.2 Metodologia

Buscando um beneficiamento dos resíduos, estes foram expostos à luz solar em um intervalo de tempo mínimo de duas horas diárias, ao longo de uma semana. A casca da banana, contudo, teve de ser inserida na estufa com temperatura de 60 ºC por doze horas, uma vez que apresentou maior umidade em relação aos demais resíduos. Em seguida, esta foi fracionada, a fim de obter um aumento na área superficial e melhor homogeneidade na fase de calcinação do material. Quanto à casca de café e a casa de soja, estas foram diretamente submetidos à calcinação na mufla, por apresentaram tamanhos relativamente pequenos.

Realizado o processo de calcinação, cujos objetivos foram as perdas da matéria orgânica e de cristalinidade, as cinzas foram submetidas a uma moagem manual, fazendo uso do almofariz de ágata com pistilo, visando atingir um aumento da superfície específica das mesmas. Assim, as cinzas foram passadas na peneira 200 (abertura 75 μm), e apenas o material passante foi utilizado.

Foram, então, realizadas caracterizações química e mineralógica das cinzas. A técnica de espectrometria de fluorescência de raios X (FRX) foi utilizada para a caracterização química das amostras. Para a caracterização mineralógica, foi realizada a difratometria de raios X (DRX), com o objetivo de identificar os minerais presentes e verificar a presença de material amorfo.

Diferentes proporções de CH/pozolana foram utilizadas (2,0:8,0; 2,5:7,5; 3,0:7,0; 3,5:6,5; 4,0:6,0; 4,5:5,5), sendo que, para essas proporções, considerou-se um valor de massa total de sólido (CH + PZ) equivalente a 1,0 g; a temperatura de 60 °C. Essas suspensões foram monitoradas através de medidas de pH e condutividade elétrica durante 7 dias; sendo essas medidas aferidas a cada 24 h. Desta maneira, pretende-se observar uma redução nos valores de pH e condutividade elétrica, observando o ponto de instauração da suspensão e, consequentemente, verificar a redução na concentração dos íons Ca^{2+} e OH^- devido à reação pozolânica.

Embora a reação pozolânica provoque uma queda na concentração desses íons, a presença de CH sólido e não dissolvido faz com que a concentração dos íons cálcio e hidroxila se mantenham aproximadamente constantes. Entretanto, uma vez consumido esse sólido, nota-se a redução nos valores de pH e condutividade elétrica. Assim, saber-se-á até que proporções CH/pozolana as cinzas são capazes de reagir, consumindo todo o CH em fase sólida.

As diferentes proporções de CH/pozolana foram preparadas com 50 mL de água deionizada, de modo que todas as suspensões sempre estivessem saturadas de hidróxido de cálcio. Adicionada a água deionizada nos frascos, estes foram selados com um filme plástico, sendo colocados, então, no banho termostático por 30 min, para que fosse atingida a temperatura do teste (60 °C). Feito isto, o CH foi adicionado, buscando saturar

a suspensão. Os frascos Erlenmeyers foram, então, mais uma vez selados e colocados no banho termostático por mais 15 min. Na sequência, as aferições de pH e condutividade elétrica foram tomadas para cada uma das suspensões.

Por fim, as cinzas foram adicionados à suspensão e, à partir deste instante, as suspensões de CH/pozolana passaram a ser monitorados durante 7 dias. Quando as aferições não estavam sendo feitas, as suspensões permaneciam fechadas em constante agitação para facilitar a reação pozolânica e, também, para evitar evaporação de água e carbonatação das amostras.

3 | RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 FRX e DRX

Devido ao imprevisto da quarentena em decorrência do vírus COVID-19, as caracterizações química e mineralógica foram realizadas em duas das três cinzas estudadas, que foram as cinzas das cascas de banana e de café. a paralização das atividades impediu a realização dessas caracterizações para a cinza da casca de soja (todavia, ainda é esperado concluir esses ensaios para futuras publicações).

A Tabela 01 fornece os resultados obtidos pela técnica FRX para as cinzas das cascas de banana e de café, sendo “PF” uma sigla relacionada à perda ao fogo, que se refere à presença de compostos degradáveis, como os orgânicos.

Material	K2O	CaO	SiO2	SO3	Cl	P2O5	Fe2O3	Outros	PF
CCB [%]	28,74	2,36	2,12	0,13	4,20	1,24	0,05	0,11	61,05
CCC [%]	30,85	21,92	1,48	2,67	-	1,79	0,74	1,21	39,34

Tabela 01 - FRX das CCB e CCC.

Fonte: Autoria própria.

Para que a cinza reaja com o CH (ou seja, para que a reação pozolânica aconteça), ocasionando na formação de C-S-H, é necessário que a cinza apresente certa concentração de silício em sua composição química. Quanto maior for essa concentração, mais reativa será a reação.

Analisando os dados da Tabela 01 quanto à cinza da casca de banana, percebe-se maior concentração de K_2O, equivalente a 28,74%, seguido pelo elemento Cl, equivalente a 4,20%. O composto SiO_2, entretanto, apresenta apenas 2,13% da composição química.

A cinza da casca de café, por sua vez, obeteve elevados valores para os compostos químicos K_2O e CaO, equivalendo, juntos, a 52,77% da composição química da cinza. A concentração de SiO_2, contudo, é de apenas 1,48%.

Quanto ao ensaio de DRX para a composoção mineralógica, a Figura 01 fornece as informações obtidas para a cinza da casca da banana. Observe que o mineral KCl,

representado pela sigla S, é o que se encontra em maior destaque, sendo representado no pico principal e na maioria dos demais.
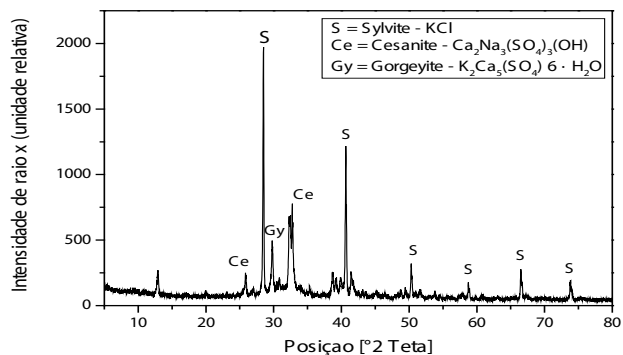
Figura 01 - DRX da CCB.

Fonte: Autoria própria.

Além disto, o mineral $Ca_2Na_3(SO_4)_3(OH)$, representado pela sigla Ce, apresenta um elemento que não fora encontrado na análise de FRX, o Na. A provável explicação para isto é a de que o equipamento não fora capaz de detectar esse elemento. Todavia, pela equivalência de picos desse mineral com os da cinza, o mesmo fora considerado na análise de DRX. A mesma explicação é válida para casos semelhantes na cinza da casca de café.

A Figura 02 fornece as informações obtidas através do mesmo ensaio para a cinza da casca de café. Observe que os minerais $(Mg_{.064}Ca_{.936})(CO_3)$ e $K_2CO_3 \cdot CaCO_3$, representados, respectivamente, pelas siglas Cm e F, são os que se encontram em maior destaque.
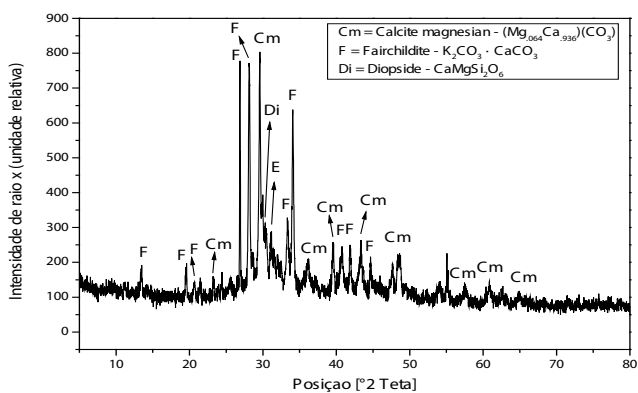
Figura 02 - DRX da CCC.

Fonte: Autoria própria.

3.2 pH e condutividade elétrica de suspensões

Após a realização do experimento, os dados obtidos quanto à condutividade elétrica foram anotados, contribuindo para a construção de um gráfico Condutividade Elétrica (mS/cm) x Tempo (horas). Quanto aos dados de pH, estes foram convertidos para valores de pOH, através da seguinte relação:

$$pH + pOH = 14 \quad [1]$$

Com isto, foi determinada a concentração de OH- ([OH-]), operação feita através da seguinte expressão:

$$[OH^{-}] = 10^{-pOH} \quad [2]$$

Então, foi possível elaborar um gráfico $[OH^{-}]$ (mol/L) x Tempo (horas).

3.2.1 Cinza da Casca da Banana

A Figura 03 apresenta os dados obtidos quanto à condutividade elétrica para as cinco proporções estudadas para a cinza da casca de banana. A Figura 04, por sua vez, apresenta os dados obtidos quanto à concentração de íons hidroxilas para as mesmas proporções.
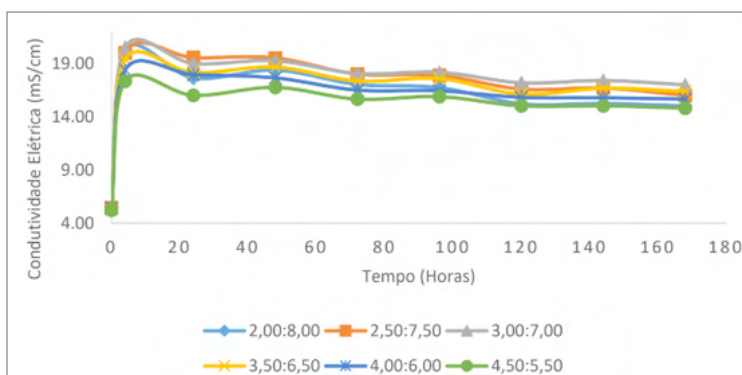
Figura 03 - Condutividade Elétrica da CCB.

Fonte: Autoria própria.
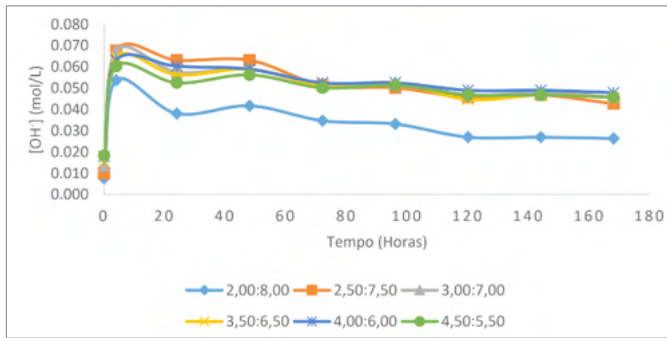
Figura 04 - [OH-] da CCB.

Fonte: Autoria própria.

Tanto os valores de condutividade, quanto de concentração de íons hidroxilas, aumentaram nas primeiras horas. Após certo tempo, esses valores começaram a decair, entretanto, permanecendo maiores que o valor inicial de cada proporção. Esse aumento significa que houve um aumento na quantidade de íons presentes na suspensão. Isto se deve à própria cinza que, uma vez adicionada à suspensão, acarretou a liberação das substâncias K_2O e CaO na forma de íons.

Portanto, baseando-se nos resultados apresentados, percebe-se que não houve a ocorrência da reação pozolânica.

3.2.2 Cinza da Casca da Soja

Embora as caracterizações ainda não foram realizadas, foi possível executar o método proposto nesta pesquisa para a cinza da casca de soja. A Figura 05 apresenta os dados obtidos quanto à condutividade elétrica para as cinco proporções estudadas. A Figura 06, por outro lado, apresenta os dados obtidos quanto à concentração de íons hidroxilas para as mesmas proporções.
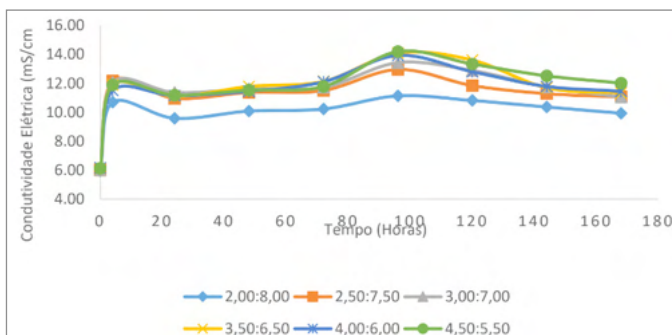
Figura 05 - Condutividade Elétrica da CCS.

Fonte: Autoria própria.
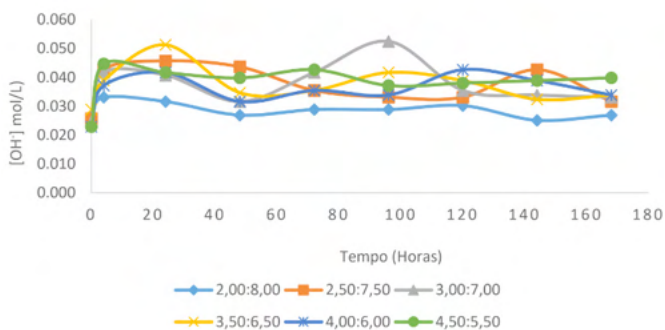
Figura 06 - [OH-] da CCS.

Fonte: Autoria própria.

Analisando os resultados obtidos, são percebidos comportamentos semelhantes aos apresentados para a cinza da casca de banana; com a diferença de que o aumento de valores foi bem menor neste caso e de que os valores, ao invés de apenas decair, foram variando entre queda e ascensão. As explicações para este ocorrido são as mesmas fornecidas no subtópico anterior.

Portanto, também não ocorreu reção pozolânica.

3.2.3 Cinza da Casca do Café

A Figura 07 apresenta os dados obtidos quanto à condutividade elétrica para as cinco proporções estudadas para a cinza da casca de café. A Figura 08, por fim, apresenta os dados obtidos quanto à concentração de íons hidroxilas para as mesmas proporções.
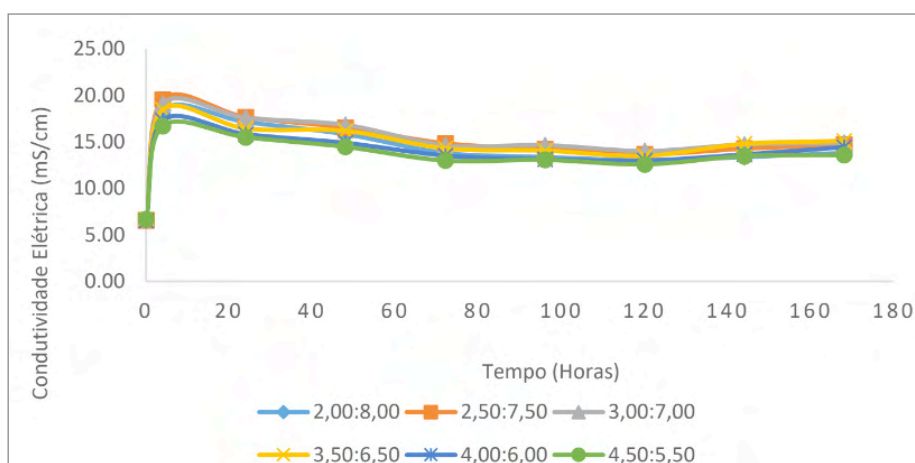
Figura 07 - Condutividade Elétrica da CCC.

Fonte: Autoria própria.
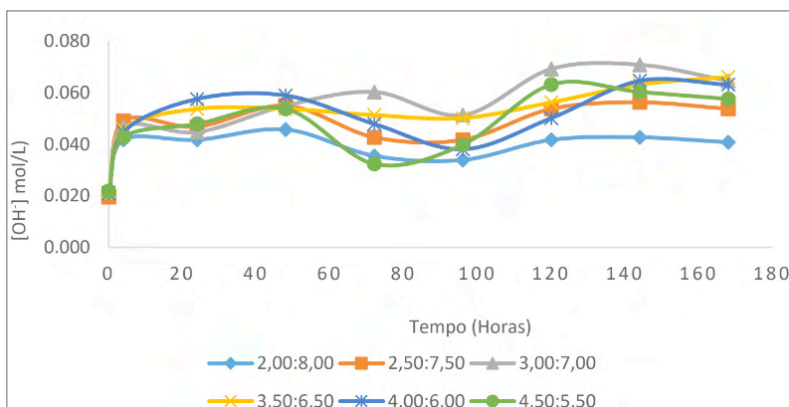
Figura 08 - [OH-] da CCC.

Fonte: Autoria própria.

Assim como as demais cinzas estudadas, a cinza da casca de café também apresentou um aumento tanto nos valores de condutividade, quanto nos de $[OH^-]$, devido às substâncias K_2O e CaO que, uma vez adicionada a cinza à suspensão, foram liberados na forma de íons, aumentando a quantidade destes na mesma. Percebe-se, também que, ao longo do tempo, os valores foram alternando entre ascensão e queda; assim como ocorrera com a cinza da casca de soja.

Logo, tem-se que a reação pozolânica também não ocorreu.

4 I CONCLUSÃO

Segundo a técnica de FRX, percebeu-se baixa quantidade de silício na composição química das mesmas, assim como elevada proporção quanto à perda ao fogo. A análise através do DRX apresentou, como destaque, minerais que não apresentam silício. Essas caracterizações não foram realizadas para a cinza da casca de soja devido à quarentena por causa do vírus COVID-19.

Concluída a metodologia proposta, percebeu-se que para as três cinzas estudadas tanto os valores referentes à condutividade elétrica, quanto os referentes à concentração dos íons hidroxilas, aumentaram; o que indica que não houve reação pozolânica para nenhum dos casos. Isto entrou de acordo com os ensaios de caracterizações realizados anteriormente.

Portanto, com os dados obtidos nesta pesquisa, conclui-se que nenhuma das cinzas estudadas (cinza da casca de banana, cinza da casca de soja e cinza da casca de café) podem ser classificadas como materiais pozolânicos.

AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de agradecer ao CNPq - Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico processo 310410/2018-5 e processo 421182/2018-0.

REFERÊNCIAS

ABRÃO, P. C. R. A.; CARDOSO, F. A.; JOHN, V. M. **Efficiency of Portland-pozzolana cements:** Water demand, chemical reactivity and environmental impact. Construction And Building Materials, [S. l.], v. 247, 2020.

BASTO, P. de A.; JUNIOR, H. S.; NETO, A. A. de M. **Characterization and pozzolanic properties of sewage sludge ashes (SSA) by electrical conductivity**. Cement And Concrete Composites, [S. l.], v. 104, 2019.

BLINOVÁ, L. *et al*. **Review:** utilization of waste from coffee production. **Research Papers Faculty Of Materials Science And Technology Slovak University Of Technology**, [S. l.], v. 25, n. 40, p. 91-101, 2017.

CORDEIRO, L. de N. P. *et al*. **Caracterização da cinza de caroço de açaí residual para adição ao concreto**. Ambiente Construído, [S. l.], v. 19, n. 1, p. 45–55, 2019.

DEMISSEW, A.; FUFA, F.; ASSEFA, S. **Partial replacement of cement by coffee husk ash for c-25 concrete production**. **Journal Of Civil Engineering, Science And Technology**, [S. l.], v. 10, n. 1, p. 12-21, 2019.

DEPARTAMENTO DE AGRICULTURA DOS ESTADOS UNIDOS. **Safra Mundial de Soja 2020/21:** 3º Levantamento do USDA. São Paulo: FIESP, 2020b. Disponível em: <https://www.fiesp.com.br/indices-pesquisas-e-publicacoes/safra-mundial-de-soja/>. Acesso em: 13 de jul. 2020.

EL-DIEB, A. S.; KANAAN, D. M.. **Ceramic waste powder an alternative cement replacement – Characterization and evaluation**. Sustainable Materials And Technologies, [S. l.], v. 17, 2018.

ISAIA, G. C. *et al*. **Viabilidade do emprego de cinza de casca de arroz natural em concreto estrutural (parte II):** Durabilidade. Ambiente Construído, [S. l.], v. 17, n. 2, p. 233–252, 2017.

ISMAIL, A. H. *et al*. **Pozzolanic reactivity and strength activity index of mortar containing palm oil clinker pretreated with hydrochloric acid**. Journal of Cleaner Production, [S. l.], v. 242, 2020.

LAPO, B. *et al*. **A potential lignocellulosic biomass based on banana waste for critical rare earths recovery from aqueous solutions**. Environmental Pollution, [S. l.], v. 264, 2020.

LUXÁN, M. P.; MADRUGA, F.; SAAVEDRA, J. **Rapid evaluation of pozzolanic activity of natural products by conductivity measurement**. Cement And Concrete Research, [S. l.], v. 19, n. 1, p.63-68, 1989.

MISTRI, A. *et al*. **A review on different treatment methods for enhancing the properties of recycled aggregates for sustainable construction materials**. Construction And Building Materials, [S. l.], v.

233, 2020.

MORAES, M. J. B. *et al*. **Production of bamboo leaf ash by auto-combustion for pozzolanic and sustainable use in cementitious matrices**. Construction And Building Materials, [S. l.], v. 208, p.369-380, 2019.

MOTA, D. M. P. *et al*. **Adição da cinza da folha de bananeira na argamassa**. Revista Gestão & Sustentabilidade Ambiental, [S. l.], v. 9, p. 55-69, 2020.

NUNES, C.L.C. *et al*. **Performance, carcass traits and meat quality of lambs fed coffee hulls treated with calcium oxide**. **Animal Feed Science And Technology**, [S. l.], v. 264, 2020.

PAYÁ, J. *et al*. **Enhanced conductivity measurement techniques for evaluation of fly ash pozzolanic activity**. Cem. Concr. Res, [S. l.], vol. 31, p. 41 – 49, 2001.

RAASK, E.; BHASKAR, M. C. **Pozzolanic activity of pulverized fuel ash**. Cement And Concrete Research, [S. l.], v. 5, n. 4, p.363-375, 1975.

ROCHA, K. R.; ROESLER, B. C. S.; BURKERT, C. A. V. **Optimization of soybean (glycine max) hulls acid hydrolysis to produce sugars for microbial cultivation**. Blucher, São Paulo, p. 3414-3417, 2018.

SCRIVENER, K. L.; JOHN, V. M.; GARTNER, E. M. **Eco-efficient cements:** Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry. Cement And Concrete Research, [S. l.], v. 114, p.2-26, 2018.

TASHIMA, M.M. *et al*. **New method to assess the pozzolanic reactivity of mineral admixtures by means of pH and electrical conductivity measurements in lime:pozzolan suspensions**. Materiales de Construcción, [S. l.], vol. 64, 2014.

CAPÍTULO 12

DESEMPENHO NA REMOÇÃO DA DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXIGÊNIO (DBO) EM UM SISTEMA SIMULADOR DE VALA DE FILTRAÇÃO

Data de aceite: 01/01/2022
Data de Submissão: 08/10/2021

Ariston da Silva Melo Júnior
Doutor pela Unicamp e Pós Doutor pelo IPEN/USP
São Paulo (SP), Brasil
http://lattes.cnpq.br/0010807076892082

Kleber Aristides Ribeiro

RESUMO: O mundo moderno cada vez mais exige que se realize um crescimento sustentável de modo a preservar o meio ambiente para as futuras gerações. A manutenção das reservas de água é mais um desafio ao processo moderno de industrialização e geração de alimentos pela agricultura moderna. Frente as constantes pioras na qualidade de água, ocasionada pelo despejo irregular de esgoto sem tratamento, principalmente nos países mais pobres faz com que a engenharia e os centros de pesquisa estudem novas formas de tratamento de esgoto de modo a serem empregadas pela sociedade. Entre essas novas formas, têm-se desenvolvido os sistemas alternativos de tratamento de esgoto por vala de filtração. As valas de filtração são uma ferramenta interessante, em que se usa a adoção de camadas de espessura granulométrica distinta, de modo que pelo processo de filtração e de adsorção ocorra à eliminação dos compostos químicos. A presente pesquisa utilizou um sistema de três valas de filtração desenvolvido no campo experimental da FEAGRI na UNICAMP para tratamento de esgoto bruto. Durante cinco semanas foram colhidas amostras no sistema e analisado o padrão de demanda bioquímica de oxigênio. Pode-se constatar que o desempenho percentual na remoção da demanda bioquímica de oxigênio (DBO) para cada vala de filtração foi distinto, variando conforme a espessura do meio suporte de areia adotado. A vala de filtração com maior camada de areia (0,75 m) obteve uma remoção de DBO na ordem de 80¨, enquanto as valas de menor espessura tiveram remoção de 55% (vala de 0,50 m de areia) e 25% para vala com 0,25 m de espessura de areia.

PALAVRA-CHAVE: Poluição, ciclo hidrológico, esgoto tratado, engenharia civil.

PERFORMANCE IN REMOVING THE BIOCHEMICAL OXYGEN DEMAND (BOD) IN A FILTRATION DITCH SIMULATOR SYSTEM

ABSTRACT: The modern world increasingly demands sustainable growth in order to preserve the environment for future generations. Maintaining water supplies is another challenge to the modern process of industrialization and food generation by modern agriculture. Faced with the constant deterioration in water quality, caused by the irregular discharge of untreated sewage, especially in the poorest countries, it makes engineering and research centers study new ways of treating sewage in order to be used by society. Among these new forms, alternative filtration trench sewage treatment systems have been developed. The filtration ditches are an interesting tool, where the adoption of distinct

layers of particle thickness is used so that by the process of filtration and adsorption the elimination of chemical compounds occurs. The present research used a three trench filtration system developed in the experimental field of FEAGRI at UNICAMP for treatment of raw sewage. Samples were taken in the system for five weeks and the biochemical oxygen demand pattern was analyzed. It can be seen that the percentage performance in the removal of biochemical oxygen demand (DBO) for each filtration ditch was different, varying according to the thickness of the adopted sand support medium. The filtration trench with the largest sand layer (0.75 m) obtained DBO removal in the order of 80¨, while the lowest trenches had 55% (0.50 m sand trench) and 25% removal and for a 0.25 m sand ditch.
KEYWORDS: Pollution, hydrological cycle, treated sewage, civil engineering.

INTRODUÇÃO

No Brasil cerca de 80% dos esgotos não são tratados, constituindo-se em um dos principais problemas de saúde pública e num grande desafio em relação a essa situação dramática.

Como forma de minimizar os impactos ambientais gerados pelo esgoto não tratado, sistemas alternativos de tratamento são estudados e implementados como alternativa de baixo custo, fácil manuseio e maior simplicidade.

De acordo com Van Haandel *et al.* (2004), esta simplicidade refere-se à aplicação de métodos naturais, simples não sofisticados e com baixo custo de construção e operação, além de viáveis e com sustentabilidade ambiental.

Um dos sistemas de tratamento de esgoto que têm sido pesquisados, atualmente no Brasil é o que utilizam o processo anaeróbio, por ser de baixo custo e podem gerar energia para ser reaproveitada.

No entanto, esses sistemas ainda necessitam de pesquisas para atingir um grau maior de eficiência, por não atender os limites estabelecidos no lançamento de efluentes de acordo com a Resolução CONAMA 357 (2005) do CONAMA (Conselho Nacional de Meio Ambiente). Por isso há a necessidade de melhorar a eficiência final dos sistemas conjugados através de outras unidades de pós-tratamento, enquadrando as valas de filtração, valas de filtração, filtros de areia, (sumidouros) poços absorventes e outros.

O intuito da presente pesquisa foi avaliar o comportamento da remoção de Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) em um simulador em acrílico de vala de filtração de três diferentes tipos de espessuras de camada de areia: 0,75 m, 0,50 m e 0,25 m.

O estudo focou cinco semanas de coletas nas instalações da Faculdade de Engenharia Agrícola (FEAGRI) da Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) e utilizou a metodologia desenvolvida pela SABESP (Companhia de Saneamento Básico de São Paulo) para analise de DBO.

Valas de Filtração

Segundo a Norma NBR 13.969 (1997), as valas de filtração são processo de tratamento disposição final de efluente anaeróbio que consiste na percolação do mesmo no solo, onde ocorre a depuração devido aos processos físicos (retenção de sólidos) e bioquímicos (oxidação) devido aos microrganismos fixos nas superfícies dos grãos de areia, sem necessidade de operação e manutenção complexas.

De acordo com Jordão (2005), o sistema de valas de filtração consiste em um conjunto de canalizações, assentado a uma profundidade racionalmente fixada, em um solo cujas características permitam a absorção do esgoto efluente do tanque séptico conectada ao sistema.

A percolação do líquido através do solo permitirá a mineralização dos esgotos, antes que o mesmo se transforme em fonte de contaminação das águas subterrâneas e de superfície que se deseja proteger.

O sistema vala de filtração se diferencia do filtro de areia (Filtração/Percolação) por não possuir área superficial exposta ao tempo, sendo este construído no próprio solo, podendo ter suas paredes impermeáveis.

A vala de filtração é constituída de condutos não estanques (usualmente tubos perfurados) envolvidos com britas e alinhada no seu interior. São recobertas com solo local e tem uma baixa declividade em sua extensão.

O conduto distribui o efluente ao longo da vala, propiciando sua filtração subsuperficial. Como utiliza o solo como meio filtrante, seu desempenho depende das características do solo, assim como seu grau de saturação por água.

De acordo com Coraucci Filho *et al.* (2001), as valas de filtração são aplicadas com vantagens, quando a camada superficial do solo tem maior capacidade de filtração que as camadas inferiores, ou quando o aquífero encontra-se em grande profundidade, propiciando maior proteção sanitária. Levando-se em consideração a utilização do solo com meio filtrante, o desempenho das valas depende das características deste meio.

Para a disposição no solo devem-se proceder duas análises do local: a primeira é qualitativa e serve para determinar qual o tipo de solo e a profundidade do lençol freático e camadas impermeáveis.

A segunda é quantitativa, que é a medida de capacidade de filtração do solo, ou seja, sua permeabilidade.

Para tanto, sua utilização deve ser precedida por avaliação técnica para observação dos seguintes parâmetros (CORAUCCI FILHO *et al.* 2001):

- A característica do solo onde a vala de filtração será instalada;
- O nível máximo do aquífero e a sua distância vertical mínima;
- A manutenção da condição aeróbia no interior da vala;

• A distância mínima do poço de captação de água; e,

• O índice pluviométrico.

Solos que ao longo do tempo têm a sua capacidade de absorção reduzida podendo chegar ao rápido entupimento, devido principalmente a alta concentração de sólidos no efluente de tanques sépticos, melhoram seu rendimento ao receberem efluentes das valas de filtração, pois a remoção de sólidos é alta na camada de areia deste sistema (LOUDON, 1985; *apud* NATALIN JUNIOR, 2002).

A Norma NBR 13.969 (1997) determina que a construção de um sistema de valas de filtração apresenta as seguintes recomendações conforme mostram as ilustrações das Figuras 1 e 2, a seguir.
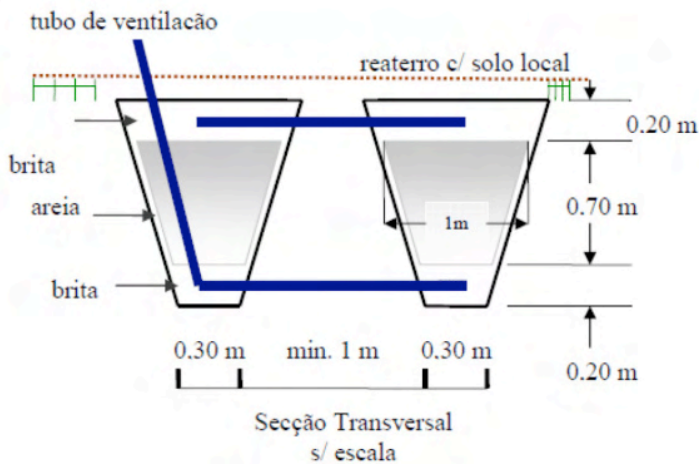
Figura 1: Secção Transversal de uma vala de filtração (NBR 13.969/97).
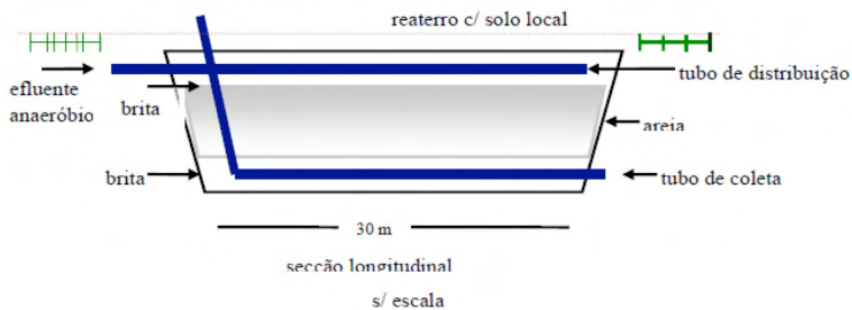
Figura 2: Secção longitudinal de uma vala de filtração (NBR 13.969/97).

Com relação ao projeto de valas de filtração a norma NBR 13.969/97 utiliza os seguintes requisitos:

• Deve-se prever uma sobrelevação do solo, na ocasião de reaterro da vala, de modo a evitar a erosão do mesmo devido às chuvas, dando-se uma declividade entre 3 e 6% nas suas laterais;

• Nos locais onde o terreno tem inclinação acentuada, como nas encostas de morros, as valas devem ser instaladas acompanhando as curvas de nível;

• A camada de brita ou pedra britada, situada acima do leito de areia, deve ser coberta de material permeável, tal como tela fina contra mosquito, antes do reaterro com solo, para não permitir a mistura deste com a pedra, e ao mesmo tempo permitir a evaporação da umidade;

• Com coeficiente de uniformidade[1] inferior a 4. Pois, um meio com alto coeficiente de uniformidade é caracterizado pela desigualdade no tamanho das partículas. Desta forma, leitos de areia com esta característica terão partículas muito próximas entre si, diminuindo a porosidade e a média de área dos poros, além da permeabilidade ao efluente (WILLMAN *et al*., 1981) a USEPA (1999);

• Dependendo das características geológicas do local, a vala de filtração deve ter as paredes do fundo e lateral, protegido com material impermeável, como por exemplo, mantas de PVC, de modo a não contaminar o lençol freático;

• O leito de areia deve ter 0,70 m de altura e suas partículas devem ter diâmetro efetivo[2] na faixa de 0,25 mm a 1,2 mm. Pois, o diâmetro efetiva da areia afeta a taxa de filtração do afluente no leito e a profundidade de penetração da matéria sólida insolúvel. A adoção de um meio com partículas muito grossas proporciona um baixo tempo de retenção do líquido, insuficiente para a completa decomposição biológica. Tal fato propicia um baixo rendimento, porém podem-se adotar altas taxas de aplicação (USEPA, 2002). O uso de areia mais fina possibilita uma efetiva nitrificação e remoção de matéria orgânica, no entanto a quantidade de afluente aplicado é pequena e o filtro entope-se rapidamente (USEPA, 1980);

• As tubulações de drenagem e a de distribuição devem ser envolvidas em uma camada de brita nº 4, ter no mínimo um diâmetro de 100 mm, serem perfuradas e terem declividade entre 1 e 3%; e,

• Deve-se levar em consideração a disponibilidade de material local para diminuir o custo de implantação do sistema, mas sempre tendo como referência os parâmetros da Norma ABNT.

MATERIAIS E MÉTODOS

Estudo de Caso

A pesquisa se concentrou em um sistema simulador em caixa de acrílico com tubulação em PEAD de 0,10 m de diâmetro para a drenagem interna de três tipos distintos de valas de filtração (Figura 3).

Figura 3: Foto de uma das caixas de acrílico com tubulação de dreno interna.

A adoção de tubulação de distribuição do esgoto em tubos de drenagem de PEAD (Polietileno de Alta Densidade) foi necessária para permitir uma melhor distribuição da tensão superficial gerada pelo líquido e o meio suporte adotado e o processo de percolação (CORAUCCI *et al.,* 2000).

Cada vala de filtração tinha uma camada de 0,20 m de brita 1 de granulometria 9 mm utilizada como meio suporte de alta porosidade e uma camada de areia de granulometria 0,183 mm, com espessura interna distinta para cada caixa de acrílico, sendo de: 0,75 m, 0,50 m e 0,25 m. Esse meio suporte representado pelo sistema de baixa porosidade.

O projeto foi desenvolvido no campo experimental da FEAGRI da UNICAMP.

A pesquisa foi realizada em cinco semanas no mês de julho de 2019 com retiradas semanais de amostras de esgoto antes do tratamento e depois do tratamento em cada vala de filtração.

O estudo propiciou a coleta de 30 amostras no período de estudo, sendo 15 amostras de esgoto bruto (sem tratamento) e 15 amostras de esgoto tratado pelo sistema de vala de filtração.

O ponto central da pesquisa foi a utilização de uma bomba peristáltica na entrada de cada vala para a captação do esgoto bruto a ser utilizado na vala e a regulagem de uma taxa hidráulica distinta para cada vala de filtração.

A taxa hidráulica variou conforme a espessura utilizada de areia como meio suporte adicional ao sistema.

A Tabela 1, a seguir, apresenta os dados descritos com relação ao projeto hidráulico.

Vala de filtração	Camada de areia (m)	Taxa Hidráulica (L.m-2.d-1)
V1	0,75	40
V2	0,50	60
V3	0,25	100

Tabela 1 – Denominação do sistema de valas de filtração em estudo.

A taxa hidráulica se refere ao tempo de detenção hidráulico (θ_h) escolhido em relação à área da superfície de contato.

Na Tabela 1 pode-se observar a nomenclatura adotada para designar cada vala de filtração, onde V1 corresponde à vala com 0,75 m de espessura de areia; V2 a vala de 0,50 m de espessura de areia e V3 a vala com 0,25 m.

O complexo montado e utilizado no estudo pode ser observado na Figura 4 (a seguir) em que os tanques A (azuis) representam o esgoto bruto de captação que foi levado até o sistema. O esgoto foi retirado por bombeamento do sistema tradicional de esgoto do local.
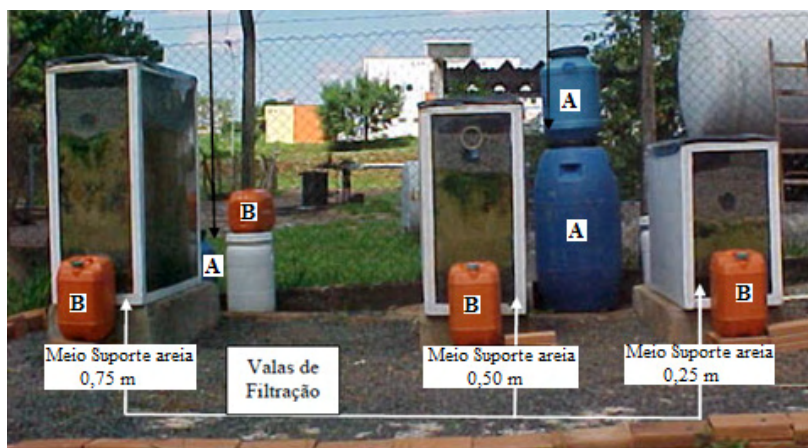
Figura 4: Sistema geral das valas de filtração.

Pode-se observar pela Figura 4 que as caixas de acrílico tiveram a mesma camada de brita 1, variando a espessura de areia em cada vala de filtração.

O sistema de captação do esgoto tratado foi coletado pelos tanques B (marrons) onde são removidas as alíquotas necessárias para analise da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO).

Metodologia de coleta

A pesquisa de monitoramento das concentrações da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) foi implementada durante o mês de julho no período de 1 de julho até 29 de julho de 2019 (cinco semanas de estudo) com retirada de amostras semanais nos tanques A (entrada) e saída do tratamento, contidos nos tanques B (Figura 4).

As amostras para ensaio laboratorial foram armazenas em garrafas de PET em volume de 500 mL à temperatura de -5°C. Foram colhidas 30 amostras engarrafas para o período de estudo.

Análise da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

As amostras congeladas foram levadas ao laboratório da FEAGRI para análise da demanda bioquímica de oxigênio (DBO).

O processo adotado de analises foi à metodologia desenvolvida pela SABESP, a partir da Norma NTS 003/97 para analise de DBO_5.

O método de análise descrito na norma NTS 003/97 é referente à DBO com período de incubação de 5 dias e na temperatura específica de 20 ± 1ºC, muito utilizada na nomenclatura como $DBO_{5\ 20}$.

Ao realizar o teste, as amostras foram protegidas do ar de modo a prevenir a reareação na medida em que o nível de oxigênio dissolvido diminui. Além disso, por causa da limitada solubilidade do oxigênio na água, esgotos concentrados foram diluídos para níveis de demanda que não esgotassem todo o oxigênio dissolvido da amostra. Como é considerado um procedimento de bioensaio é extremamente importante que as condições ambientais durante todo o teste sejam favoráveis para os organismos vivos. Isto significa que o teste deve ser isento de substâncias tóxicas e que devam estar presentes todos os nutrientes necessários para o crescimento bacteriano, tais como, nitrogênio, fósforo e concentrações traços de certos elementos. Portanto é importante que uma população de organismos, comumente chamada de "semente", esteja presente no teste.

O teste de $DBO_{5\ 20}$ pode ser considerado um procedimento de oxidação em meio líquido no qual os organismos vivos servem como meio para oxidar a matéria orgânica em dióxido de carbono e água. Através desta oxidação foi possível interpretar o dado de DBO em termos de matéria orgânica, assim como a quantidade de oxigênio consumido durante a oxidação. Este conceito foi fundamental para entender a taxa na qual a DBO é exercida. As reações de oxidação envolvidas no teste de DBO são resultantes da atividade biológica e as taxas na quais estas ocorreram são governadas preponderantemente pela população de microrganismos pela temperatura. Os efeitos de temperatura são mantidos constantes em 20ºC, que é, de maneira aproximada, a temperatura média dos cursos d'água.

Preparação do Ensaio Químico da NTS 003

O procedimento de ensaio necessitou de compostos com alto grau de pureza (p.a.) para não haver divergência da analise. Sendo assim foi utilizada a seguinte lista de reagentes:

- Fosfato monobásico de potássio, KH_2PO_4;
- Fosfato dibásico de potássio, K_2HPO_4 p.a.;
- Fosfato dibásico de sódio heptahidratado, $Na_2HPO_4 \cdot 7H_2O$ p.a.;
- Cloreto de amônio, NH_4Cl p.a.;

- Sulfato de magnésio heptahidratado, $MgSO_4 . 7H_2O$ p.a.;
- Cloreto de cálcio, $CaCl_2$ anidro p.a.;
- Cloreto férrico hexahidratado $FeCl_3 . 6H_2O$ p.a.;
- Hidróxido de sódio, NaOH p.a.;
- Ácido súlfurico, H_2SO_4 concentrado p.a.;
- Sulfito de sódio p.a., Na_2SO_3;
- Inibidor de nitrificação 2-cloro-6 (tricloro-metil) piridina, p.a;
- Dicromato de potássio p.a., $K_2Cr_2O_7$: secando a 103°C por 2 horas;
- Hidróxido de sódio, NaOH p.a.;
- Ácido glutâmico $C_5H_9NO_4$ p.a., seco previamente a 103ºC por 1 hora;
- Glicose p.a., $C_6H_{12}O_6$, com secagem a 103ºC por 1 hora.

Com os reagentes tomou-se o cuidado de dissolver 8,5 g de KH_2PO_4 p.a., com 21,75 g de K_2HPO_4 p.a. Adicionando-se 33,4 g de $Na_2HPO_4.7H_2O$ e 1,7 g de NH_4Cl p.a. em aproximadamente 500 ml de água deionizada e diluiu-se em 1000 ml. O pH da solução foi ajustado em 7,2; em seguida armazenou-se a solução em frasco âmbar; onde se dissolveu 22,5 g de $MgSO_4.7H_2O$ p.a. em água deionizada e diluiu-se a 1000 ml, armazenando em frasco âmbar. Posteriormente dissolveu-se 27,5 g de $CaCl_2$ anidro p.a. em água deionizada e diluiu-se a 1000 ml.

O procedimento continuou dissolvendo-se 0,25 g de $FeCl_3.6H_2O$ em água deionizada e diluindo-se a 1000 ml, sendo armazenado em frasco âmbar. Dissolveu-se ainda 40 g de NaOH p.a. em água deionizada isenta de CO_2 e diluiu-se a 1000 ml, armazenando-se em frasco plástico opaco. O H_2SO_4 concentrado p.a. foi diluído gradualmente num volume de 28 ml com água deionizada em 1000 ml e armazenado em frasco âmbar.

Uma massa de 1,575 g de Na_2SO_3 foi dissolvida posteriormente a 1000 ml de água deionizada. Uma vez que essa solução é instável foi necessária à preparação diária da mesma.

Com a preparação adequada dos compostos reagentes, introduziu-se um volume de água desmineralizada num frasco de Mariot. Adicionando-se 1 ml de cada solução por litro de água, na seguinte sequência de ensaio: tampão de fosfatos, sulfato de magnésio, cloreto de cálcio e cloreto férrico. Deixou-se aerando durante tempo suficiente, para que a concentração de oxigênio dissolvido (OD) fosse saturação. Após este período, desligou-se o aerador e aguardou-se por 30 minutos. Em seguida 150 mg de $C_5H_9NO_4$ p.a. foram adicionados a 150 mg de $C_6H_{12}O_6$ p.a. e diluiu-se a 1000 ml. A solução foi distribuída em frascos de diluição de leite até a marca de aferição e autoclavado a 120º C por 30 minutos. Mantendo-se os frascos graduados no escuro.

As amostras para determinação de DBO foram coletadas em frasco de vidro. Onde

o volume necessário foi de 2000 ml. Homogeneizou-se a amostra e retirou-se uma porção em um béquer de 1000 ml; onde se acertou o pH com solução de ácido sulfúrico 0,5 M. Separou-se os frascos de DBO, identificando-os sequencialmente de acordo com o seu conteúdo. Como foi utilizado o método do oxímetro, para medição de oxigênio, foram utilizados 5 frascos, sendo 4 para amostras e 1 para controle. Os frascos foram preparados seguindo-se a sequência abaixo:

- Frasco 1 (f_1): V1 e completou-se o volume do frasco com água de diluição;
- Frasco 2 (f_2): V2 e completou-se o volume do frasco com água de diluição;
- Frasco 3 (f_3): V3 e completou-se o volume do frasco com água de diluição;
- Frasco 4 (f_4): V4 e completou-se o volume do frasco com água de diluição;
- Frasco do branco (f_b): preenche-se o frasco com água de diluição.

Os frascos foram tampados e completados com água deionizada, selados e levados à incubadora. Onde após 5 dias foram retirados da incubadora e mensurou-se a concentração de OD final.

Cálculo dos padrões – Formulação matemática

Os padrões após toda a preparação sem medidos a partir da determinação das equações descritas abaixo na equação 1:

$$DBO = \frac{OD_{inicial} - OD_{final}}{p}$$ **Equação 1**

Onde:

fn = frasco da amostra com as diluições (n de 1 a 4)

p = fração volumétrica decimal da amostra

Sendo ainda que a função “p” descrita na equação 1 é determinada pela relação abordada na equação 2, abaixo:

$$p = \frac{volume\ (ml) da\ amostra\ introduzida\ no\ frasco\ de\ DB}{volume\ (ml) do\ frasco\ de\ DBO}$$ **Equação 2**

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Análise da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO)

A partir da metodologia de ensaio adotada e executada referente a NTS 003/97, os valores das concentrações da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) foram analisadas e tabeladas conforme pode-se observar na Tabela 2.

A Tabela 2 (a seguir) apresenta um importane dado, que foi o desempenho no tratamento anaeróbico ocorrido pelas valas de filtração.

Pode-se notar que o comprimento adotado para o meio suporte complementar a brita 1 que foi a areia de baixa porosidade, permitiu que a camada de maior espessura interna teve um melhor desempenho na remoção da matéria orgânica representada pela DBO.

Data	Tipo Vala	Meio Suporte	Entrada (mg.L-1)	Saída (mg.L-1)
02/julho	V1	0,75 m	78	15
	V2	0,50 m	78	35
	V3	0,25 m	78	60
09/julho	V1	0,75 m	82	14,5
	V2	0,50 m	82	34,85
	V3	0,25 m	82	59,9
16/julho	V1	0,75 m	80	16
	V2	0,50 m	80	36
	V3	0,25 m	80	59,45
23/julho	V1	0,75 m	79,5	15,8
	V2	0,50 m	79,5	35,5
	V3	0,25 m	79,5	59,9
30/julho	V1	0,75 m	78	14,95
	V2	0,50 m	78	34,85
	V3	0,25 m	78	58,9

Tabela 2 – Carga de DBO afluente (entrada) e efluente (saída) por vala.

O nível de desempenho foi tal que para o sistema de vala de filtração do tipo V1 (0,75 m de areia) a faixa de DBO de saída ficou em 15 mg.L^{-1}.

Enquanto que para as valas de filtração do tipo V2 (0,50 m de areia) e V3 (0,25 m de areia) os valores das concentrações de DBO foram de 35 mg.L^{-1} e 60 mg.L^{-1}, respectivamente. Os valores enontrados na Tabela 2 permiti que se procure avaliar o grau percentual de eficiência médio de cada tipo distinto de vala de filtração.

De modo que a Tabela 3 (na próxima página) apresenta os valores percentuais para as cinco semanas de estudo.

A Tabela 3 (a seguir) permitiu observar que o melhor desempenho no tratamento do parâmetro DBO foi realizado pela vala de filtração com maior espessura média da camada adicional de 0,75m de areia.

Para o período de pesquisa a vala denominada V1 obteve ganhos na faixa dos 80% em relação ao decaimento do efluente com relação à DBO.

Data	Tipo Vala	Meio Suporte	Remoção(%)
02/julho	V1	0,75 m	80,77
	V2	0,50 m	55,13
	V3	0,25 m	23,08
09/julho	V1	0,75 m	82,32
	V2	0,50 m	57,50
	V3	0,25 m	26,95
16/julho	V1	0,75 m	80,00
	V2	0,50 m	55,00
	V3	0,25 m	25,69
23/julho	V1	0,75 m	80,13
	V2	0,50 m	55,35
	V3	0,25 m	24,65
30/julho	V1	0,75 m	80,83
	V2	0,50 m	55,32
	V3	0,25 m	24,49

Tabela 3 – Percentual de redução da DBO por Vala de Filtração.

Já para as valas de filtração V2 e V3 os valores percentuais de desempenho no processo de depuração da DBO foram mais tímidos, ao se comparar a vala de filtração V1, sendo representados nas faixas percentuais de 55% e 25%, respectivamente.

Deve-se notar que a maior faixa de material suporte no sistema de vala de filtração ocasiona numa maior reação bioquímica representada pelo processo de adsorção, o qual foi observado por pesquisas por Coraucci Filho *et al.* (2000).

O desempenho na remoção de DBO pelo tratamento alternativo baseado por vala de filtração garante ganhos de desempenho próximos ao mínimo que o CONAMA (Conselho Nacional de Meio Ambiente) exige para carga de DBO que deve ficar em 10 $mg.L^{-1}$, segundo o artigo 16 da norma 357 do CONAMA (CONAMA, 2005).

CONCLUSÃO

O estudo de formas inovadoras para tratamento de esgoto é importante por representar um novo é importante segmento na preservação do meio ambiente hídrico e na produção sustentável.

O processo de utilização de valas de filtração promove um ganho real no tratamento da demanda bioquímica de oxigênio, chegando a valores de remoção na faixa dos 80% (conforme Tabela 3).

Contudo, deve-se salientar que o processo de vala de filtração deve garantir que não ocorra o fenômeno de lixiviação, no qual ocasiona em percolação de contaminantes no

solo e consequentemente numa poluição do lençol freático.

Mas não deve ser descartado o uso e principalmente o estudo contínuo de valas d filtração, pois se trata de uma ferramenta sustentável que vem contribuir com os sistemas de tratamento de esgoto.

REFERÊNCIAS

- CONAMA. **Resolução Conama nº 357**, DE 17 DE MARÇO DE 2005.

- CORAUCCI FILHO B., et al. Pós-tratamento de Efluente de Filtro Anaeróbio: Modelo Reduzido de Valas de Filtração - NBR 7.229 1993. In: **29° Congresso Interamericano de Engenharia Sanitária e Ambiental,** Porto Alegre, 2000.

- JORDÃO, E. P; PESSOA, C. A**. Tratamento de Esgotos Doméstico**. 4º ed. Editora ABES. Rio de Janeiro / RJ. 932 p. 2005.

- NATALIN JUNIOR, O. **Avaliação das Valas de Filtração como Método de Pós-Tratamento de Efluentes Anaeróbios**. Campinas, 174 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura, Urbanismo Universidade Estadual de Campinas, Campinas. 2002.

- NBR 13969. **Tanques sépticos** – Unidades de tratamento complementar e disposição final dos efluentes líquidos – Projeto, construção e operação. 1997.

- USEPA. **Wastewater Tecnology Fact Sheet: Intemitent Sand Filters**. EPA/932/F-99/067. Washington D.C. September. 1999.

- USEPA. **Decentralized SystemsTechnology Fact Sheet** Septic Tank Systems for Large Flow Applications EPA/832-F-00-079 Washington D.C. September.2000. Disponível em: http://www.epa.gov/owmitnet/mtb/septic_tank_large_flow_app.pdf Acesso em: 15 ago. 2020.

- VAN HAANDEL, A. C; AIYK, S.; AMOAKO, J.; RASKIN, L.; VERSTRAETE, W.; **Removal of carbon and nutrients from domestic wastewater using a low investment, integrated treatment concept**. Water Research Volume 38, Issue 13. 3031-3042, July. 2004.

CAPÍTULO 13

POLÍTICA INTEGRADA DE ESG APLICADA À MINERAÇÃO E SUAS RELAÇÕES COM A TRANSIÇÃO ENERGÉTICA

Data de aceite: 01/01/2022

Rafaela Baldí Fernandes

RESUMO: A discussão de temas relacionados a ESG e sustentabilidade tem sido ampliada na indústria da mineração, substancialmente, juntamente com o foco nas mudancas climáticas. Embora as questões ambientais, sociais e de governanca não sejam novas para as atividades minerárias, mesmo que o termo ESG ainda possa ser desconhecido por muitos, as discussões para implantação de uma agenda "verde" ou sustentável ainda são pouco assertivas. Em meados dos anos 80 mudancas perceptiveis, mas ainda tímidas, comecaram a ser percebidas em relação as preocupações com controle ambiental, drenagens ácidas e o impacto das atividades minerárias. As recentes rupturas de barragens vivenciadas no Brasil atraíram a atenção internacional, enfatizando a necessidade de aproximação da indústria da mineração da política integrada de ESG, que reúne diversos temas em uma estrutura abrangente, podendo auxiliar as empresas a equilibrarem os benefícios para o planeta, pessoas e lucratividade.
PALAVRAS-CHAVE: ESG, mineração e transição energética

ABSTRACT: Discussion of topics related to ESG and sustainability has been broadened in the mining industry substantially, along with the focus on climate change. Although environmental, social and governance issues are not new to mining activities, even though the term ESG may still be unknown by many, discussions for the implementation of a "green" or sustainable agenda are still not very assertive. In the mid-1980s, noticeable but still timid changes began to be noticed in relation to concerns about environmental control, acid drainage and the impact of mining activities. The recent dam failures experienced in Brazil have attracted international attention, emphasizing the need to bring the mining industry closer to the integrated ESG policy, which brings together several themes in a comprehensive framework and can help companies balance the benefits for the planet, people and profitability.
KEYWORDS: ESG, mining and energy transition

1 I INTRODUÇÃO

A discussão de temas relacionados a ESG e sustentabilidade tem sido ampliada na indústria da mineração, substancialmente, juntamente com o foco nas mudancas climáticas. Embora as questões ambientais, sociais e de governanca não sejam novas para as atividades minerárias, mesmo que o termo ESG ainda possa ser desconhecido por muitos, as discussões para implantação de uma agenda “verde” ou sustentável ainda são pouco assertivas. Em meados dos anos 80 mudancas perceptiveis, mas ainda tímidas, comecaram a ser percebidas em relação as preocupações com controle ambiental, drenagens ácidas e o impacto das atividades minerárias. As recentes

rupturas de barragens vivenciadas no Brasil atraíram a atenção internacional, enfatizando a necessidade de aproximação da indústria da mineração da política integrada de ESG, que reúne diversos temas em uma estrutura abrangente, podendo auxiliar as empresas a equilibrarem os benefícios para o planeta, pessoas e lucratividade.

O fato de que as estratégias corporativas e os sistemas de gestao são, geralmente, desenvolvidos em níveis executivos, exige que operação e a produção sejam consideradas para implantação de planos e entrega de mudancas mensuráveis. O ESG tem sido o foco de investidores que exigem atenção ampliada a questões e dados ambientais, sociais e de governança. O olhar tem sido ampliado para além das demonstrações e projeções financeiras, considerando ética, vantagem competitiva e cultura das organizações. As propostas relacionadas a ESG para a indústria de mineração, geralmente, estão relacionadas a:

• Meio ambiente: biodiversidade, serviços ecossistêmicos, gestão da água, resíduos / rejeitos de mina, ar, ruído, energia, mudança climática (pegada de carbono, gás de efeito estufa), substâncias perigosas, fechamento de mina.

• Social: direitos humanos, uso da terra, reassentamento, pessoas vulneráveis, gênero, práticas trabalhistas, saúde e segurança do trabalhador / comunidade, segurança, mineradores artesanais, fechamento de mina após o uso.

• Governança: conformidade legal, ética, antissuborno e corrupção (ABC), transparência.

O recém lançado Padrão Global da Indústria para gestão de rejeitos (*Global Industry Standard on Tailings Management*), publicado em agosto de 2020, baseia-se na orientação de melhores práticas existentes, incluindo o programa rumo à mineração sustentável da Associação de Mineração do Canadá e diretrizes de segurança de barragens da Associação Canadense de Barragens. O padrão foi lançado pela Conselho Internacional de Mineração e Metais (*The International Council on Mining & Metals* - ICMM), pelo Programa das Nações Unidas para o Meio Ambiente (*United Nations Environment Programme* - UNEP) e pelos Princípios para Investimento Responsável (*Principles for Responsible Investment* - PRI). Os signatários do PRI são o Conselho de Pensões da Igreja da Inglaterra (*Church of England Pensions Board*) e pelo Conselho de Ética dos Fundos de Pensão Nacionais Suecos (*Swedish National Pension Funds*). Além de questões operacionais, garantias financeiras para o encerramento das atividades e o compromisso com a reabilitação de áreas degradadas, as diretrizes recomendam que a gestão de risco integrada em todo o processo, desde a implantação do empreendimento até o seu fechamento, é essencial.

As diversas nuances da Agenda ESG também podem ser visualizadas dentre os dezessete objetivos de Desenvolvimento Sustentável (ODS) elencados pela Organização das Nações Unidas (ONU), que abordam os principais desafios globais de desenvolvimento em relação à:

1. Erradicação da pobreza
2. Fome zero e agricultura sustentável
3. Saúde e bem-estar
4. Educação de qualidade
5. Igualdade de gênero
6. Água potável e saneamento
7. Energia limpa e acessível
8. Trabalho crescente e desenvolvimento econômico
9. Indústria, inovação e infraestrutura
10. Redução das desigualdades
11. Cidades e comunidades sustentáveis
12. Consumo e produção responsáveis
13. Ação contra a mudança global do clima
14. Vida na água
15. Vida terrestre
16. Paz, justiça e instituições eficazes
17. Parcerias e meios de implementação

2 I O PILAR SOCIAL E A INTEGRAÇÃO COM GOVERNANÇA E MEIO AMBIENTE

Na mineração, os impactos nas comunidades locais é a maior área ESG que requer melhorias, podendo auxiliar as empresas a melhorar o seu desempenho em todas as três áreas. Comunidades com moradores infelizes podem interromper expansões ou, até mesmo, as operações. O rompimento de baragens de rejeito, além de causar poluição e consequências sócio-ambientais catastróficas, resultam na perda de licenças e interrupção das atividades, sem mencionar a responsabiliacao civil e criminal. À medida em que os riscos são minimizados a as oportunidades identificadas, no cenário de longo prazo, há uma maior proteção contra possíveis prejuízos além de ampliação de capital. Investir em uma mineração ética, na segurança no local das atividades minerárias e em reduções das emissões são parte dos desafios relacionados a esta questão. Metas realistas de ESG e sustentabilidade devem considerar que as operações precisam ser aprovadas junto a sociedade, o que requer o envolvimento de todas as partes, incluindo comunidades locais, organizações não governamentais e outras partes interessadas terceirizadas, evitando a oposição da população local.

Algumas governanças globais injetam valores, sem precedentes, de benefícios e estímulos fiscais nos mercados, principalmente como medidas de enfrentamento as reduções de lucro da sociedade em atividades que foram atingidas durante a pandemia de coronavirus. Entretanto, há um receio de que a sustentabilidade possa ser afetada à medida em que o mundo se adapta a essa nova normalidade. Para os países em desenvolvimento acredita-se que poderá haver um adimento às integrações da agenda ESG à medida em que estes países irão buscar mais investimentos e maneiras mais simplificadas de enfrentar o momento.

O maior receio é de que as questões ambientais que, historicamente, sempre foram deixadas de lado, sejam novamente postergadas, e o danos resultantes dessa condição sejam ampliados a um nivel além do remediável.

Por exemplo, o cobalto, um dos principais componentes das baterias nos veículos elétricos, tem produção expressiva na República do Congo e, um atraso na resposta da África no que se refere as questões humanitárias de ESG podem ampliar o trabalho infantil

na cadeia de abastecimento europeia. No final de 2019 a *London Metal Exchange* anunciou um conjunto de requisitos que espera implantar em todas as suas unidades de mineração, de pequena e grande escala. Os principios são baseados em quatro pilares:

- combinação entre transparência e padrões
- não discriminação entre mineração em grande escala e pequena escala
- adesão as boas práticas do setor
- processos pragmáticos e claros

A transição energética, que parecia ganhar impulso com a redução nos custo das energias renováveis e no desenvolvimento de novas indústrias, com novas e abrangentes promessas de redução das emissões, paralisou durante a pandemia. Não há como lutar contra mudanças climáticas se não forem resolvidos os problemas associados a pobreza, sendo crescente a necessidade de que as empresas apoiem o desenvolvimento econômico em países e comunidades em desenvolvimento. O pilar social na ESG é importante para que as pessoas não sejam deixadas de lado, principalmente, em uma visão global. Sem o social, não havera negócios que sejam realmente sustentáveis o suficiente para preocupar com a conformidade com os demais elementos, meio ambiente e governanca. E, sem governanca, que pode ser entendido como liderança, os componentes sociais e ambientais deixarão de se comunicados corretamente e portanto, não serão devidamente implantados.

As exigencias de capital de curto prazo devido a recessão provocada pelo fechamento global podem ser uma distração na implantação da agenda ESG. Mas esse momento é uma grande oportunidade para fazer um balanco e reavaliar as praticas atuais, ampliando as discussões e, consequentemente, acelerando a implantação das práticas.

3 I NO CAMINHO DA TRANSIÇÃO ENERGÉTICA

Uma parcela significativa de consumidores tem inserido nas decisões de compra questões associadas as mudanças climáticas, optando por produtos e empresas que demonstrem alguma ação positiva de redução de emissões. O mesmo ocorre com os profissionais, que tem considerado trabalhar em empresas que adotam posturas mais sustentáveis. Empresas que divulgam estratégias e dados sobre suas ações relacionadas às mudanças climáticas experimentam uma redução no custo capital. O custo de capital é um retorno sobre o investimento mínimo que a empresa deve gerar antes de possuir lucros e, por isso, as empresas devem apresentar custos de capital o menor possível para administrar com sucesso as suas finanças. Antes que uma empresa possa ter lucro, deve-se gerar receita suficiente para cobrir o custo do capital utilizado para financiar suas operações.

Cada pequena ação no nosso dia a dia influencia na medição das emissões de carbono. O simples fato de respirar emite carbono quando expiramos. A pegada de carbono,

originada do termo em inglês *carbon footprint*, considera os valores de carbono emitido por pessoas, empresas ou atividades através de uma série de indicadores, que refletem a quantidade de gases do efeito estufa emitidos, considerados carbono equivalente. Todas as atividades liberam um certo teor de gás carbônico (CO_2) ou outros gases do efeito estufa que contenham carbono (Gases de efeito estufa - GEE) e a fabricação ou ciclo de vida de um serviço ou produto deixa uma pegada de carbono à media em que libera gases a cada etapa. A pegada de carbono mensura o total de gases do efeito estufa (GEE) que uma pessoa, organização, empresa ou atividade emite. Em uma escala ampliada, a pegada do carbono faz parte dos cálculos de pegada ecológica, que mensuram a quantidade de água e solo necessários para sustentabilidade do modo de vida da população, comparativamente com a necessidade de recursos naturais e a capacidade regenerativa destes recursos.

Os maiores países emissores são a China, União Europeia, Índia e Estados Unidos, que comportam 55% das emissões de CO_2 lançados na atmosfera na última década. As principais emissões estão relacionadas a geração de energia termelétrica e outras fontes não-renováveis, indústrias, emissões veiculares e incêndios florestais. O Brasil também está no G20, que é o grupo de países que representam 78% das emissões globais, ocupando o 6º lugar entre os maiores emissores, com cerca de 3,2% do total mundial, segundo o Sistema de Estimativas de Emissões e Remoções de Gases de Efeito Estufa (SEEG)[1].

O efeito estufa é o fenômeno referente ao impedimento, criado por uma série de gases, de que o calor do sol seja dissipado, ou seja, temos incidência de calor mas não a saída. Um dos principais gases é o dióxido de carbono (CO_2), além de metano (CH_4), óxido nitroso (N_2O), ozônio (O) e os clorofluorcarbonos (CFCs).

O Acordo de Paris, firmado em 12 de dezembro de 2015, é o principal e mais atual tratado internacional relacionado às mudanças climáticas, que objetiva combater o aumento da temperatura provocada pelo aquecimento global em 2° C, comparativamente a era pré-industrial. O aumento já é de 1° C desde a revolução industrial nos séculos 18 e 19. Estabelecido durante a Conferência das Nações Unidas sobre Mudanças Climáticas (COP), entrou em vigor em novembro de 2016. Ao todo, 196 países fazem parte deste tratado internacional, sendo que os Estados Unidos abandonou o propósito durante um determinado período mas, retornaram em 2021. Não há punições diretas para os países que descumprem o acordo mas, na prática, acordos comerciais podem ser mais vantajosos para países que seguem os mesmos regulamentos. A imposição de restrições de compra e venda de produtos para países que não adotem uma política colaborativa pode ser um dos pontos que amplie a aceitação do acordo.

Os países integrantes do Acordo de Paris tiveram cinco anos para apresentar a Contribuição Nacionalmente Determinada (NDC) e, em 2020, metas individuais foram estabelecidas por cada país. O Brasil, por exemplo, utilizou como base o ano de 2005, se comprometendo com a redução de 37% da emissão líquida de gases de efeito estufa, sendo 43% até 2060. O decreto n° 9.073/17 ratifica o apoio do Brasil ao Acordo.

O estímulo à criação de mecanismos para diminuir os impactos relacionados às mudanças climáticas, bem como substituição de fontes emissoras de gases estufas, também são tópicos que fazem parte do acordo. Há diversas formas para substituir as principais emissões dos gases de efeito estufa como, por exemplo, incentivar uso de carros elétricos, desenvolver energias renováveis e impor uso de filtros em chaminés de indústrias. O uso de energia limpa, combustíveis sintéticos, biomassa, aumento das florestas e investimentos em formas sustentáveis de agricultura e pecuária são ações que impactam na sociedade como um todo. A substituição da energia termoelétrica através da queima do carvão pelo uso de energia eólica também é uma das opções. Alguns dos costumes pessoais que mais geram dióxido de carbono estão relacionados ao uso de combustíveis fósseis, como gasolina e gás de cozinha, o elevado consumo de carnes e o desperdício de energia elétrica.

O *Greenhouse Gas Protocol* (GHGP) estabelece normativas para cálculos de pegada climática (*climate footprint)* incluindo as emissões dos escopos 1, 2 e 3. O escopo 1 cobre todas as emissões diretas de fontes próprias ou controladas e o escopo 2 refere-se as emissões indiretas da geração de eletricidade, vapor, aquecimento e resfriamento consumidos por determinada empresa. Já o escopo 3 inclui todas as outras emissões indiretas que ocorrem na cadeia de valor de uma empresa. A cadeia de valor representa o conjunto de atividades desempenhadas por uma organização, desde as relações com os fornecedores e ciclos produtivos, até a venda e distribuição final.

Acompanhar e classificar os fornecedores em relação à quantidade de emissões auxilia nas decisões de compras que apresentem uma maior pegada de carbono (*carbon footprint*). Os relatórios de sustentabilidade, além de cumprir regulamentos e envolver as partes interessadas, como investidores e clientes, permite um melhor acompanhamento das métricas de política de sustentabilidade. Dados de sustentabilidade são, geralmente, computados em formatos GRI, CDP, Nasdaq e ESG.

A *fintech* Moss apresenta em seu website uma calculadora gratuita de pegada de carbono pessoal, além de opções de compensação do impacto através de créditos de carbono, destinados a projetos de conservação da floresta Amazônica. A ferramenta está disponível no site: *https://calculator.moss.earth.* O cálculo das emissões considera a região em que a pessoa mora no Brasil, além de quantas pessoas habitam a mesma residência, uso de gás, eletricidade, transporte, hábitos alimentares e de consumo. Segundo a Moss, cada crédito de carbono equivale a evitar a emissão de uma tonelada de CO_2 em um ano. Em outubro de 2021 cada crédito era vendido a um custo de R$ 65.22.

O Earth Overshoot Day demarca quando as demandas por uso de recursos naturais do planeta são excedidas, ou seja, quando é utilizado mais do que a natureza pode regenerar. Essa relação é denominada de biocapacidade ou, como já apresentado anteriormente, Pegada Ecológica. Segundo a ONG responsável pelo cálculo[2], em 2020, o dia em que se excedeu a capacidade de regeneração da terra ficou 24 dias mais distante em relação à

2019, principalmente por conta das paralisações em diversos setores ocasionadas pela pandemia de COVID-19. Os indicadores com maior redução foram a pegada de carbono, cerca de 14.5% menor, e a pegada de produtos florestais, com redução de 8.4%. Embora o impacto tenha sido menor

O cálculo é realizado considerando a proporção entre a capacidade da Terra de gerar recursos (biocapacidade), com as demandas da humanidade sobre a natureza (pegada ecológica). Em relação a biocapacidade são consideradas a capacidade de absorção de CO2 proveniente da combustão fóssil, demanda por alimentos e fibras, produção de energia (desde energia elétrica a biomassa), espaço para estradas, construções, dentre outros. A pegada ecológica é representada, esquematicamente, na Figura 1.

Figura 1. Pegada ecológica para uma visa sustentável no Japão[3].

Segundo a WWF[3], a Pegada Ecológica do Japão para consumo em 2006 foi de 4,1 gha (hectare global) *per capita*, cerca de uma vez e meia a média global de 2,6 gha *per capita*. A biocapacidade do Japão era de apenas 0,6 gha *per capita*, cerca de um terço da média global de 1,8 gha *per capita*. Isso significa que se todos vivessem com base no padrão de vida japonês, exigiríamos o equivalente a 2,3 Terras para sustentar a população mundial. Embora tenha biocapacidade de apenas 0,6 gha per capita, a Pegada Ecológica do Japão é de 4,1 gha *per capita*. Isso implica que o Japão depende de importações para compensar a diferença. Mesmo com uma grande área para pesca, não consegue atender a demanda de produtos pesqueiros, que indicam uma grande importação, o que também se aplica a grãos e demais produtos primários.

Tanto a biocapacidade quanto a pegada ecológica podem ser rastreadas e comparadas entre si, com base em dois princípios simples: (1) todas as demandas concorrentes são superfícies produtivas, ou seja, as superfícies que contêm a biocapacidade

do planeta, podem ser somadas; (2) ao dimensionar essas áreas proporcionalmente à sua produtividade biológica, elas se tornam comensuráveis. A unidade de medida usada é “hectare global”, que é um hectare biologicamente produtivo com produtividade média mundial[2]. Na Figura 2 tem-se o cálculo para 2021 em diversos países.

Figura 2. Dias em que a demanda por recursos naturais do planeta serão excedidas.

O carbono é um dos componentes essências para manutenção da vida terrestre e o aquecimento causado pelo efeito estufa também é natural, haja visto que animais e plantas liberam gás carbônico. Entretanto, o excesso de práticas não controladas, principalmente no setor industrial, faz com que as emissões sejam ampliadas e os gases acumulados geram um aquecimento da temperatura no planeta.

A neutralização do carbono considera o balanço zero de gases emitidos e retirados da atmosfera. Alguns países da União Europeia, além de Japão e Coreia do Sul, já se comprometeram com essa neutralização até 2050, sendo que na China é considerado o ano de 2060. A Rede Zero significa a não adição de novas emissões na atmosfera, ou seja, as emissões de CO_2 continuarão mas serão equilibradas pela absorção de quantidade equivalente.

Apesar das estratégias de redução da pegada de carbono serem globais, é possível que cada indivíduo contribua e faça sua parte. Dentre algumas ações, cita-se a redução no consumo de plástico com o uso de objetos reutilizáveis, uso de aparelhos de baixo consumo energético, consumo de produtos locais ou de hortas urbanas, apoio a projetos socioambientais, plantio de árvores, dentre outras.

4 I CONSIDERAÇÕES FINAIS

No cenário industrial, tem-se que novos dispositivos, como por exemplo carros elétricos e turbinas eólicas, requerem uma grande quantidade de diferentes minerais, principalmente quando compara-se com as tecnologias que estes dispositivos estão substituindo. Em alguns casos, pode-se requerer um salto de 500% na extração mineral[4] e, com novas formas de geração de energia tão dependentes da mineração as cadeias de abastecimento deverão ser mais robustas do que as que se tem atualmente. Nesse sentido, a transição energética irá ampliar a pressão na indústria da mineração, em todo o mundo, à medida em que será necessário uma maior consciência e aplicação das políticas de sustentabilidade.

Com o exemplo dos carros elétricos, tem-se que é necessário cerca de seis vezes mais insumos minerais quando compara-se com carros convencionais. Para as usinas eólicas *onshore* esse quantitativo equivale a nove vezes mais recursos do que uma usina a gás[5].

De acordo com a IEA[5], sistemas de energia alimentados por tecnologias de "energia limpa" requerem significativamente mais minerais, como descrito na Figura 3 e, sendo principalmente relacionados a:

- Lítio, níquel, cobalto, manganês e grafite para baterias e produtos de tecnologia
- Terras rara para turbinas eólicas e motores de veículos elétricos
- Cobre, silício e prata para energia solar fotovoltaica
- Cobre e alumínio para redes elétricas.
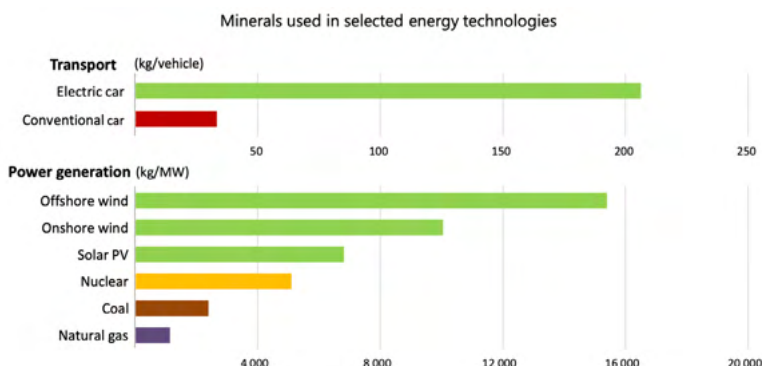
Figura 3. Quantidade de minerais utilizados em algumas tecnologias[5].

Nesse sentido, garantir investimentos adequados em fontes diversificadas de abastecimento, além de promover inovação tecnológica em toda a cadeia de valor são pontos essenciais para a indústria da mineração na transição energética. No que diz

respeito a sustentabilidade e a agenda ESG, tem-se a necessidade de ampliação de ações relacionadas a reciclagem, resiliência da cadeia de abastecimento e da transparência nas atividades deste mercado. Incorporar padrões ambientais, sociais e de governança mais elevados é mais do uma política estratégica, sendo fundamental para a manutenção dos setores da indústria mineral. E, ainda, estabelecer relações de colaboração e cooperação internacional, tanto entre produtores quanto entre consumidores, além de integração entre produção e consumo.

O crescimento das demandas minerais está diretamente relacionado as necessidades de viabilização da transições energética mas, também, são uma forma de desenvolvimentos para alguns países. A mineração, quando devidamente explorada de forma responsável, contribui para receita pública e fornece receitas econômicas para muitos. Mas, se mal administradas, expõe o setor a uma série de consequências. As falhas de gerenciamento dos impactos ambientais e sociais relacionados ao desenvolvimento minerário irá desacelerar as ações de transição para energia limpa. Emissões significativas de gases de efeito estufa (GHG ou GEE) decorrentes das atividades de mineração, impactos ambientais como a perda de diversidade e a perturbação social em função das atividades exploratória são algumas dessas falhas, somada a poluições da água, contaminação do solo e poluição do ar. Ainda há que se considerar impactos decorrentes de corrupção, uso indevido dos recursos, fatalidades e trabalho infantil, dentre outros.

De acordo com a WWF[5] há três conjuntos de ações para alcançar a transição energética com sucesso, sumarizados na Figura 4. A primeira, se refere a minimizar as emissões e maximizar a eficiência da infraestrutura e das cadeias de valores atuais, seguindo para a substituição das fontes de energia e métodos de consumo atuais por alternativas mais limpas e de emissão zero. Por fim, a ampliação das fronteiras, ampliando as soluções e a comercialização destas soluções.
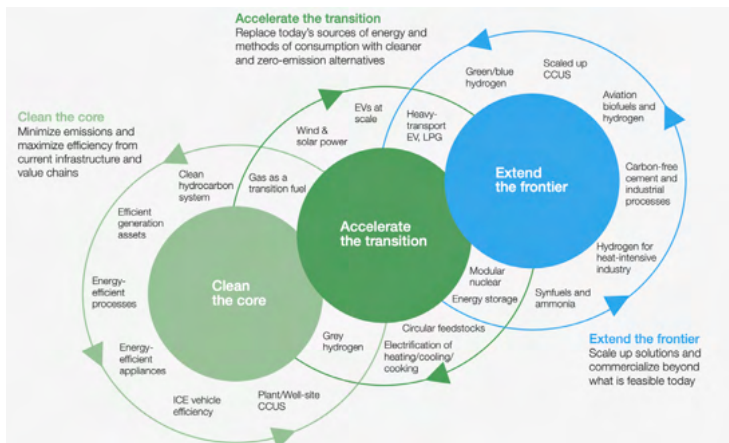
Figura 3. Conjunto de ações para uma transição energética de sucesso[5].

REFERÊNCIAS

1. SEEG 8. Análise das emissões brasileiras de gases de efeito estufa e suas implicações para as metas de clima do Brasil – 1970/2019. 2020

2. Earth Overshoot Day. Disponível em https://www.overshootday.org/2020-calculation/

3. WWF Japan and Global Footprint network. Disponível em https://wwf.panda.org/wwf_news/?196151/Japan-Ecological-Footprint

4. WEF – World Economic Forum - Insight Report April 2021 - Fostering Effective Energy Transition – 2021 Edition

5. IEA – International Energy Agency. Report: The role of critical minerals in clean energy transitions. May, 2021

SOBRE O ORGANIZADOR

ARMANDO DIAS DUARTE - Possui graduação em Engenharia de Produção pela Universidade Federal de Pernambuco (2016), com um período de três meses, através de um intercâmbio realizado na cidade de Hof – Alemanha, desenvolvendo trabalhos de gestão de resíduos sólidos, em conjunto com a Educação Ambiental. Em 2018 concluiu o mestrado acadêmico em Engenharia Civil e Ambiental pela Universidade Federal de Pernambuco com ênfase em tecnologia ambiental. Atualmente (2019) realiza o doutorado na área de otimização em Recursos Hídricos pela Universidade Federal de Pernambuco. Tem experiência nas áreas da Educação Ambiental, Análise de Ciclo de Vida, Gestão Ambiental, Recursos Hídricos e Sustentabilidade. Atua com consultorias empresariais e acadêmicas.

ÍNDICE REMISSIVO

V

www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br
@atenaeditora
www.facebook.com/atenaeditora.com.br

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING

Ano 2022

www.atenaeditora.com.br
contato@atenaeditora.com.br
@atenaeditora
www.facebook.com/atenaeditora.com.br

Collection:

APPLIED CIVIL ENGINEERING

Ano 2022